



擁壁のトラブル事例から学ぶ

博士(工学)、技術士 右城 猛 著

第一コンサルタンツ

まえがき

著者は、50年間にわたって土木構造物の設計に携わってきました。本書では、この間に著者が関わった25の擁壁トラブル事例を紹介しています。「擁壁が前方へ傾いた」「地震で倒壊した」「会計検査で設計が不適切と指摘された」といった内容で、誰もが経験あるいは身の回りで目撃しているトラブルです。

「10年経験すれば一人前」と言われます。著者も30歳頃から道路橋示方書や道路土工指針などの技術基準の内容を理解できるようになりました。そうすると、現場で発生するトラブルへの技術対応を求められることが増えてきました。トラブル対応をするうちにわかったことは、技術基準は標準的な構造物を合理的に設計するために作られたマニュアルであるということでした。現場で起きている現象を説明できないことに気づきました。

「土木は経験工学」と言われます。現場で起きている現象を自分の目で観察し、その現象がどのようなメカニズムで発生したのか仮説をたて、理論的に考察してはじめて経験したことになります。優れた土木技術者になるには、このような経験を積み重ねる以外に道はないと確信しています。

本書は、著者の経験が多くての若手技術者の参考になることを期待して、トラブルの原因やメカニズムの解明に著者がどのように考えて取り組んできたかを紹介しています。

2018年にノーベル生理学・医学賞を受賞された本庶佑博士は、受賞後の記者会見で、「本に書いてあることを簡単に信じないこと。ネイチャー誌やサイエンス誌に掲載されている論文の9割は嘘。10年経って残っているのは1割。自分の目で確かめ、自分の頭で考えること」と話されました。

世界的に権威ある科学雑誌の論文でさえ9割が嘘なので、本書はほとんどが嘘だと疑って読んでください。

読者から、正解はこうだと指摘していただけたら望外の喜びとするところです。

原稿段階で、第一コンサルタント取締役相談役の矢田部龍一氏、技術顧問の上野将司氏、技術顧問の荒木一郎氏に数多くの貴重な助言をいただきました。また、設計部橋梁構造課の三本高義、児玉翔、吉田萌の3氏には、現地調査を手伝っていただきました。一言付記して謝意に代えさせていただきます。

2020年7月

右城 猛

目 次

1. 水路の側壁が完成から1年4ヶ月後に転倒	1
2. 擁壁が薄くても崩壊しなかったわけ	3
3. 宅地擁壁が降雨で倒壊	8
4. 拡幅した村道が完成直後の降雨で崩壊	12
5. ブロック塀が傾いた	13
6. ブロック積み擁壁が鉛直に立って安定	17
7. 斜面上に建設した混合擁壁が降雨で倒壊	22
8. 二段積み擁壁が施工7年後に倒壊	26
9. 国道の盛土が豪雨で崩壊	34
10. 国道の路面が沈下しアスファルト舗装に亀裂	37
11. 擁壁を補強していたアンカーが飛び出した	40
12. ひび割れが多数入った扶壁式擁壁	48
13. 会計検査で重力式擁壁の設計が不適切	55
14. 地震でL型擁壁が破損	59
15. ブロック積み擁壁が地震で損壊	63
16. 山留め擁壁に作用する水圧	69
17. 護岸の背後に大きな空洞ができた	72
18. 橋台が前方へ傾斜した	79
19. 海岸道路の路面が陥没	84
20. 豪雨で二段ブロック積み擁壁が崩壊	87
21. 国道32号の路側擁壁が傾斜	90
22. 国道56号の路側擁壁が傾斜	93
23. ガードレール基礎の役割	98
24. 宅地擁壁と住宅との安全な離隔距離	101
25. 路面補修工事中に擁壁が倒壊し道路が陥没	108
【付録】土木技術者の心得	116

著者略歴

右城 猛 (うしろ たけし)

住 所 〒783-0004 南国市大埴甲 2329-10

E-mail : usiro@daiichi-c.co.jp

学 歴 1970年3月 高知県立高知工業高等学校土木科卒

1977年3月 徳島大学工業短期大学部土木工学科卒

資 格 博士(工学) : 愛媛大学

技術士(建設部門) : 土質及び基礎、鋼構造及びコンクリート

技術士(総合技術監理部門)

一級土木施工管理技士

役 職 (株)第一コンサルタンツ代表取締役社長

愛媛大学特任教授、岐阜大学客員教授、高知大学客員教授

主な著書 中小橋梁の計画、(株)第一コンサルタンツ、1986.

新道路土工指針による擁壁の設計法と計算例、理工図書、1989.

擁壁設計Q & A, 理工図書, 1995.

続・擁壁の設計法と計算例、理工図書、1998.

新・擁壁の設計法と計算例、理工図書、1998.

誰も教えてくれなかった疑問に答える擁壁設計Q & A 105 問答、理工図書、2005.

目からウロコの擁壁設計法と計算例、理工図書、2014.

落石対策工の設計法と計算例(共著)、地盤工学会、2015.

夢を追い求めて「土木技術者編」、第一コンサルタンツ、2020.

夢を追い求めて「コンサルタント社長編」、第一コンサルタンツ、2020.

擁壁のトラブル事例から学ぶ

2020年8月10日 初版発行

著 者 右城 猛

発 行 所 株式会社第一コンサルタンツ

〒781-5105 高知市介良甲 828-1 電話 088-821-7770 FAX 088-821-7771

印刷・製本 筒井紙業印刷株式会社

15. ブロック積み擁壁が地震で損壊

2016年4月14日21時26分、熊本県熊本地方の深さ11km地点でマグニチュード6.5、震度7の地震がありました。この前震に続いて2日後の16日1時25分にも同じ地域の深さ12km地点でマグニチュード7.3、震度7の地震(本震)がありました。内陸直下型地震でした。

内陸直下型地震では、地表地震断層の近傍で擁壁被害が現れることが多いですが、熊本地震でも布田川断層帯周辺で多くの擁壁被害が見られました。写真15.1は、西原村大切畑地区を走る県道28号の山留め擁壁の被災状況です。近傍で布田川断層が地表に現れていることを確認しています。

被害形態には、図15.1に示す3つのタイプが見られました。どうしてこのような損壊を生じたのでしょうか。



写真 15.1 西原村の県道 28 号のブロック積擁壁の損壊

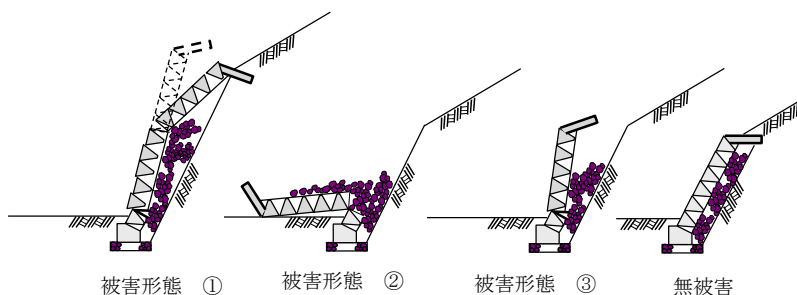


図 15.1 ブロック積擁壁の被害形態

背後の盛土は安定し、地震による慣性力で倒壊

写真 15.1 を見ると、擁壁が倒壊した後でも背後の地山は安定しています。地山に粘着力があり、自立できるためです。

地震時には、このような現象がよく見られます。写真 15.2、写真 15.3 は熊本地震で損壊した益城町の擁壁です。写真 15.4、写真 15.5 は新潟県中越地震(2004 年)で損壊した小千谷市の石積と長岡市高町の住宅石垣です。物部・岡部式で得られるような地震時土圧が発生し、擁壁を押し倒したようには見えません。

擁壁が地震の慣性力を受けて、背後の盛土とは関係なく根元を中心に前後に振動したことで図 15.1 のように損壊したものと考えられます。

擁壁が回転運動する地震加速度

地震による鉛直方向加速度を a_v 、水平方向加速度を a_h 、ブロック積み擁壁の高さを H 、擁壁幅を B 、勾配を $1:n$ 、擁壁質量を m とすると、転倒の安全率 F_s は式 (15.1) で表すことができます。 g は重力加速度(=980 ガル)です。



写真 15.2 国道 443 号(益城町)の路側擁壁



写真 15.3 益城町文化会館の東側宅地擁壁



写真 15.4 小千谷市の石積の崩壊



写真 15.5 長岡市高町の住宅の石垣の崩壊

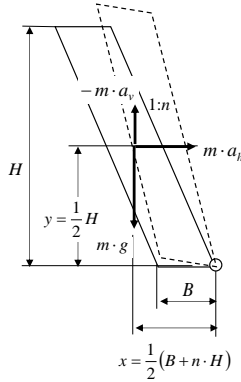


図 15.2 記号の説明

$$F_s = \frac{g + a_v}{a_h} \left(n + \frac{B}{H} \right) \dots\dots\dots (15.1)$$

ブロック積み擁壁の標準的な勾配は $n=5$ 分(1:0.5)、擁壁幅と高さの比は $B/H=0.1$ です。これらを考慮して $F_s=1.0$ とおくと、ブロック積み擁壁の静止限界加速度、つまり回転運動を始める加速度が次のように表されます。

$$a_h = 588 + 0.6a_v \dots\dots\dots (15.2)$$

地震鉛直加速度が $a_v=0$ であれば水平方向に $a_h=588$ ガルの加速度を受けたときに、地震水平加速度が $a_h=0$ であれば鉛直方向に $a_v=-980$ ガルの加速度を受けたときに擁壁は回転運動を始めます。このような状態が続けば回転変位が進行し、擁壁の重心位置がつま先より前に出た時点で擁壁は転倒します。

図 15.3(a)は熊本地震の本震の際に、防災科学技術研究所の強震観測網「KiK-net 益城」で計測された東西方向の加速度と南北方向の加速度を合成して求めた水平方向の加速度波形、図 15.3(b)は上下動の加速度波形です。図 15.3(a)、(b)から水平加速度 a_h と鉛直加速度 a_v の関係を求めると図 15.4 となります。第 4 象限に描いている斜線は、転倒安全率が $F_s=1.0$ となる式(15.2)を表しています。斜線より右側にたくさんの黒点がプロットされています。益城町ではブロック積み擁壁に回転運動を起こさせる強さの加速度が繰り返し作用したことを物語っています。

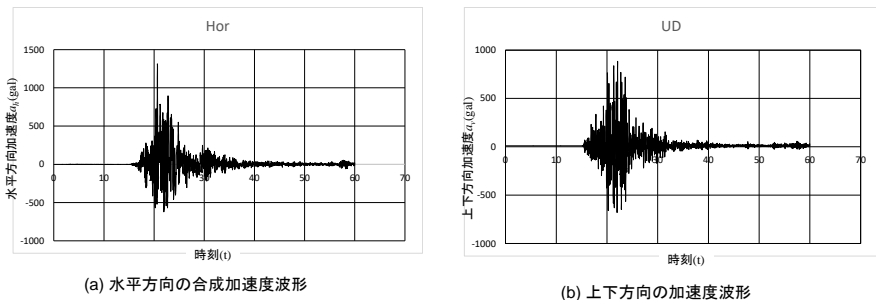


図 15.3 熊本地震による益城町で観測された加速度波形(KiK-net 益城より作成)

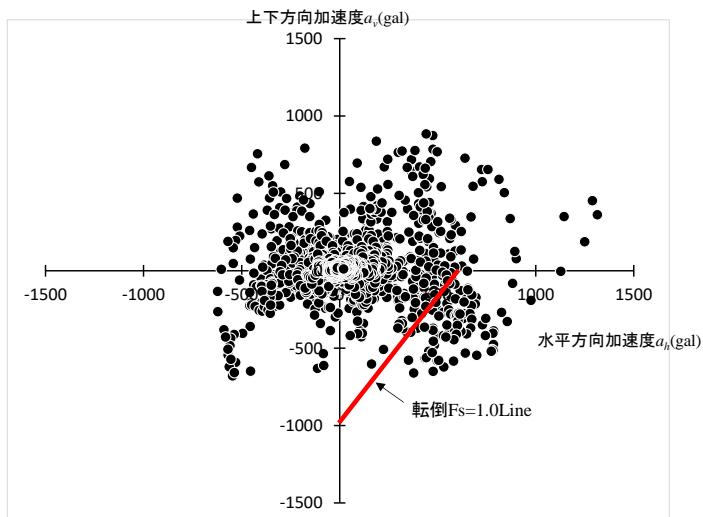


図 15.4 益城町の水平方向加速度と鉛直方向加速度

建築研究所による振動実験

独立行政法人建築研究所では、2007年に空積および練積ブロック積み擁壁を対象とした実物大擁壁の振動実験を実施しています。

大型振動台上に固定土槽（幅 6m×奥行き 3m×高さ 2.5m）を設置し、図 15.5 に示す擁壁試験体を作製。盛土材には江戸崎砂（湿潤密度 16.31kN/m³、乾燥密度 14.29kN/m³、自然含水比 14.1%）を使用し、一層 25cm で撤出し転圧回数 5 回の

締め固めを行っています。

入力振動波は、兵庫県南部地震の観測波(JMA 神戸 NS 波)(図 15.6)で、入力レベルを 100 ガル、200 ガル、400 ガル、818 ガル、1,000 ガルと増大させています。なお振動は前後方向だけで、左右、上下には揺らしていません。

練積、空積とも 400 ガル以下では外観に目立った損傷は生じず、兵庫県南部地震と同じ 818 ガルの加振で空積には最大 50mm の残留変形を生じ、1,000 ガルで完全に崩壊しました。練積みは 818 ガルでは写真 15.6 の状態でした。1,000 ガルの加振で擁壁が前方へ剛体的に起き上がり、擁壁頭部が水平に 25mm 変位しただけでした(写真 15.7)。

加振すると擁壁は剛体的にロッキング運動をし、前方に回転すると擁壁と盛土の間に隙間ができ、そこに盛土が落ち込み、擁壁が徐々にせり出され、前方へ起き上がるような挙動をします。

震度法に基づいた物部・岡部法で地震時土圧を求めて安定計算すると、200 ガルの加速度で転倒することになります。物部・岡部法は、擁壁と盛土は離れることなく一体的に変位すると仮定していますが、実際には擁壁と盛土は別々に挙動します。

実験では、水平加速度 400 ガルでは擁壁が動かず、818 ガルでは回転変位を生まれました。鉛直方向加速度が 0 であれば、水平方向加速度が 588 ガルでブロック積み擁壁の転倒安全率が 1.0 となり、回転運動を始めるという前述した仮説と整合します。

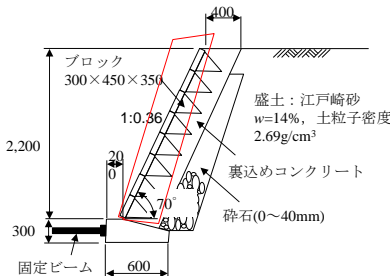


図 15.5 擁壁試験体の概略図

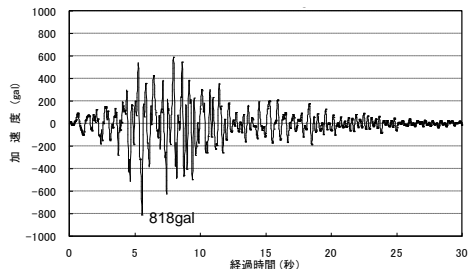


図 15.6 振動実験に用いた加速度波形



擁壁が前方へ約3度回転。盛土内にすべり面が発生。
大きなすべり面角度は45度。

写真 15.6 練積み擁壁 818 ガル加振後の状況



擁壁が大きく前方へ回転。すべり面の角度は30度以下。

写真 15.7 練積み擁壁 1,000 ガル加振後の状況

16. 山留め擁壁に作用する水圧

2018年3月5日の夕方、国道194号の山留め擁壁の水抜孔から水が噴出しているのが確認されました(写真16.1)。当該地点では、3月4日の21時から5日の16時にかけて累計63mm、最大10分間雨量6mmが観測されています。

この噴流から、山留め擁壁に作用している水圧を推定することは可能でしょうか。



写真 16.1 山留め擁壁の水抜孔からの噴流

水頭と水圧の推定式

擁壁の背後に水が溜まり、水抜孔がオリフィスになって水が噴出していると考えます。

水抜孔から水面までの高さ(=水頭)を h とすると、水抜孔から噴出される水の初速度 v_0 は、トリチェリーの定理より式(16.1)で表されます。

$$v_0 = \sqrt{2g \cdot h} \dots\dots\dots (16.1)$$

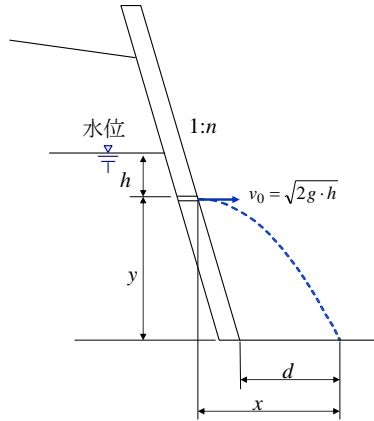


図 16.1 水抜孔からの噴流の軌道

噴出される水の t 秒後の速度と移動距離は、次のように表されます。ただし、空気抵抗は無視します。

$$\text{水平方向速度 } v_x = v_0 \dots\dots\dots (16.2)$$

$$\text{水平移動距離 } x = \int v_x dt = v_0 \cdot t \dots\dots\dots (16.3)$$

$$\text{鉛直方向速度 } v_y = \int g dt = g \cdot t \dots\dots\dots (16.4)$$

$$\text{落下距離 } y = \int v_y dt = \frac{1}{2} g \cdot t^2 \dots\dots\dots (16.5)$$

式(16.1)、式(16.3)、式(16.5)より

$$y = \frac{x^2}{4h} \dots\dots\dots (16.6)$$

水抜孔から路面までの落差を y 、擁壁下端から噴流の着地点までの距離を d 、擁壁の勾配を n とすれば、

$$x = d + n \cdot y \dots\dots\dots (16.7)$$

式(16.6)と式(16.7)より、水頭 h が次のように求められます。

$$h = \frac{1}{y} \left(\frac{d + n \cdot y}{2} \right)^2 \dots\dots\dots (16.8)$$

水の単位体積重量を $\gamma_w=9.8\text{kN/m}^3$ とすると、水抜孔位置の水圧 p は、

$$p = \gamma_w h = 9.8h \text{ (kN/m}^2\text{)} \dots\dots\dots (16.9)$$

として推定することができます。

噴流の軌道と水圧の推定

写真 16.1 から噴流の軌道を図化すると図 16.2(a)となります。これより水圧を推定した結果は図 16.2(b)です。

擁壁の背後が水槽ようになって水が溜まっていれば、噴流の軌道と水圧は図 16.3 のようになります。

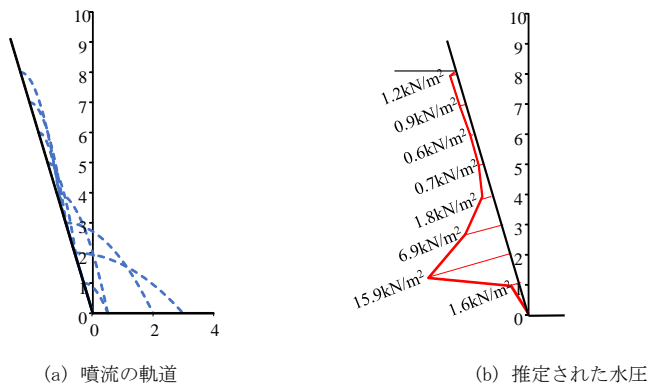


図 16.2 噴流の軌道と推定された水圧

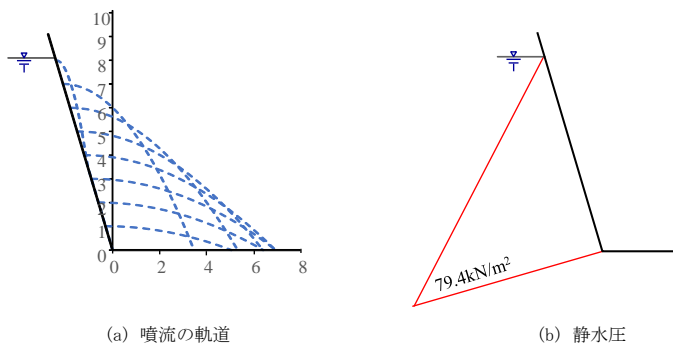


図 16.3 擁壁背後に水が溜まっている場合の噴流の軌道と水圧

17. 護岸の背後に大きな空隙ができた

2005年9月6日、台風14号により高知県の各地で降雨量が800mmを超えました。県中部の日高村を流れる日下川では、水位が護岸の天端よりさらに0.4m上昇しました。護岸は高さ3m、5分勾配の練りブロック積み(控え35cm)構造でした。水抜孔はφ50mmで、下端から0.6mと1.6mの位置に設けられていました。

河川の増水により右岸護岸が、図17.1、写真17.1、写真17.2のように根固めコンクリートの約0.6m上で折れて前方へ傾きました。これにより、護岸の背面には空隙が生じました。空隙幅は最大で30cmに達していました。このような現象がなぜ起きたのでしょうか。

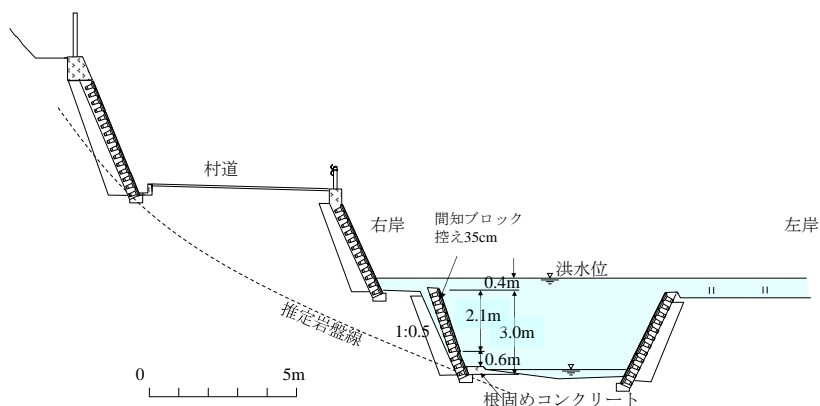


図 17.1 河川の増水で被災した護岸



写真 17.1 護岸背後に30cmの隙間



写真 17.2 護岸に水平方向の亀裂

豪雨時に護岸が起き上がるメカニズム

豪雨時に河川護岸が被害を受けることがあります。その多くは、根入れ部が洗掘され、背後の土砂が流出することによる護岸の崩壊ですが、まれに護岸が起き上がる場合があります。

著者が、河川護岸が起き上がった現象を目撃したのは3度だけです。3度とも増水し、河川の水位が護岸の天端を超えて上昇していました。河川が増水によって図17.2のような現象が生じたと推測されます。

平常時には河川水位も護岸背後の水位も同じ高さにあります。降雨で増水すると河川の水位は急速に上昇します。このとき護岸の水抜孔から河川水が背後へ浸透しますが、それはわずかです。背後の水位の上昇にはほとんど影響しません。河川の水位が護岸の天端を超えて上昇すると、護岸背後が被覆されていないと裏込め材から水が鉛直浸透し、背後の水位が上昇します。雨が止むと、河川の水位が急速に降下するため護岸の前後で水位差を生じ、残留水圧が発生します。残留水圧が大きいと、護岸は前方へ起き上がります。そうすると、10m 間隔で設けられている護岸の目地部に隙間ができるため、そこから排水され護岸背後の水位も低下します。

今回の被災箇所では、護岸の高さは左右岸同じでしたが、左岸は被災していません。さらに言えば、右岸でも被災したのは目地で区切られた1区間のみでした。被害を受けた箇所と免れた箇所の違いは、護岸背後の土の透水係数にあります。左岸の護岸の背後は水田であるので、地表面は不透水な粘性土層で被覆されています。これに対して右岸は砂質土でしたが、被災した区間では不透水材料で被覆されていなかったため、河川水が裏込め材の箇所から鉛直浸透したものと推測されます。

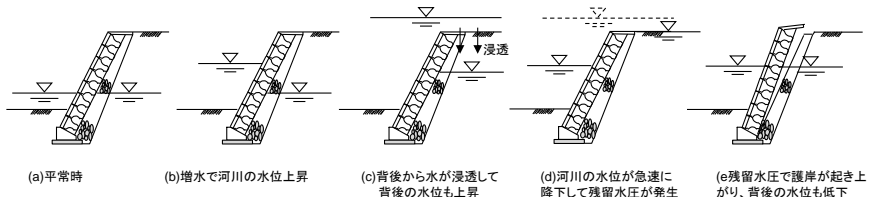


図 17.2 護岸が起き上がるメカニズム

護岸が曲げ破壊した原因

被災した河川護岸は、控え 35cm の間知ブロックを用いた練積み構造で、直高 3m、壁面は 4 分 5 厘の勾配でした。

護岸が破壊したとき、破壊面より上部の護岸に作用していた力は、護岸の自重 (W_1 、 W_2)、背面からの静水圧 (P_1)、前面からの静水圧 (P_2) です (図 17.3)。土圧は作用していません。背面に隙間ができていたことより明らかです。

護岸が破壊したときの水位は不明です。そこで、背面の水位は護岸天端と一致して、背面と前面との水位差 Δh を 0 から 2.1m まで変化させて、護岸が破壊した位置における曲げ応力度を計算してみました (図 17.4)。

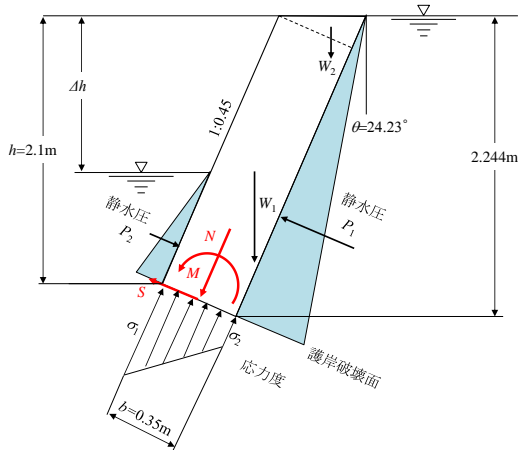


図 17.3 護岸に作用する荷重

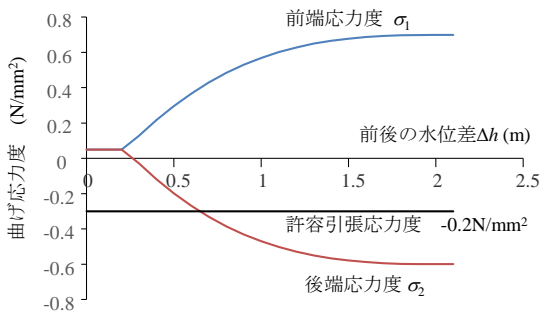


図 17.4 前後の水位差と護岸の破壊位置の曲げ応力度の関係

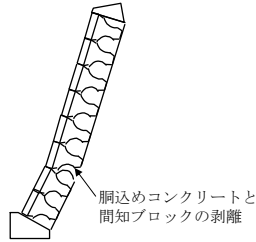


図 17.5 護岸の破壊形態

護岸の胴込めコンクリートの設計基準強度は $\sigma_{ck}=16\text{N/mm}^2$ です。設計計算に使用する常時の許容引張応力度は $\sigma_{ta}=\sigma_{ck}/80=0.2\text{N/mm}^2$ ですが、引張強度は $\sigma_f=\sigma_{ck}/10=1.6\text{N/mm}^2$ です。

前後の水位差が $\Delta h=2.1\text{m}$ であったとしても、引張応力度は 0.6N/mm^2 であり、引張強度以下です。それにも関わらず曲げ破壊をした原因は、胴込めコンクリートと間知ブロックとの接着が十分でなく剥離破壊したものと推察されます。

残留水圧が護岸の安定性に及ぼす影響

被災した日下川の河川護岸が起き上がった原因は、残留水圧による護岸の曲げ破壊でした。これは護岸の下端が根固めコンクリートによって回転が拘束されていたためです。通常護岸が起き上がるのは、護岸のつま先回りの転倒モーメントが抵抗モーメントより大きくなる時、つまり転倒の安全率が 1.0 を下回るときです。河川の増水により水位が上昇し、水圧が増加すれば転倒の安全率が低下します。

洪水時に河川護岸に作用する荷重として、図 17.6 に示すように前面からの水圧 P_{wf} 、背面からの水圧 P_{wr} 、と土圧 P_{A1} 、 P_{A2} 、底面からの水圧(揚圧力) U があります。河川の水位 h と転倒に対する安全率 F_s の関係を計算してみました。

なお、土圧の計算では、背面土の単位堆積重量は $\gamma=20\text{kN/m}^3$ 、(水位以下は $\gamma'=10\text{kN/m}^3$)、せん断抵抗角は $\phi=35^\circ$ としました。また、前後の水位差は $\Delta h=0$ (水位差なし)のケースと $\Delta h=1.0\text{m}$ (残留水圧あり)の 2 ケースについて計算しました。 $\Delta h=1.0\text{m}$ としたのは、水抜孔の高さ方向の標準的な設置間隔が 1.0m であるためです。

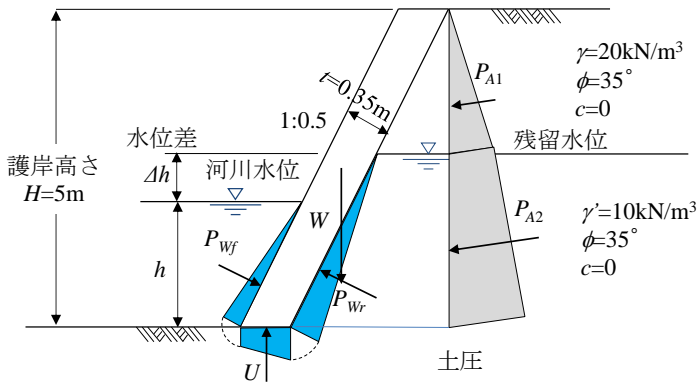


図 17.6 一般的な河川護岸に作用する荷重

護岸高 $H=5\text{m}$ 、勾配 $1:0.5$

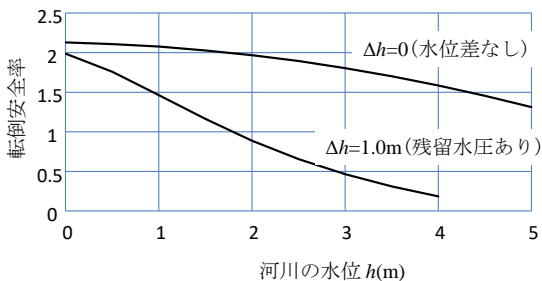


図 17.7 一般的な河川護岸($H=5\text{m}$)の前面水位高と転倒安全率の関係

計算結果を図 17.7 に示します。河川の水位が上昇すれば転倒の安全率は低下します。しかしながら、河川水位と背後の水位が同時に上昇・下降すれば大きな安全率の低下はなく、水位が護岸天端まで上昇しても安全率は 1.3 が確保されます。

ところが、1.0m の水位差がある場合には、河川水位が 2.0m を超えると転倒の安全率は 1.0 を下回ります。つまり、護岸が起き上がる可能性が発生します。

水抜孔による残留水圧の防止効果

河川護岸の水抜孔の設置に関する技術基準としては、表 17.1 に示すものがあります。

表 17.1 河川護岸の水抜き孔設置に関する技術基準

出 典	水抜き孔に関する記述
国土交通省土木構造物標準設計第 4 巻 (擁壁) 擁壁—ブロック積 (石積) 擁壁 (練積)	擁壁背面の排水工には、特に注意し、 $\phi 50\text{mm}$ 程度の水抜き孔を $2.0\sim 3.0\text{m}^2$ に 1 箇所設けるのが望ましい。ただし、河川護岸または、擁壁前面に水位がある場合は、設けないこととする。
財団法人国土開発技術センター「護岸の力学設計法」	残留水圧が作用しないよう裏込め材、水抜き工の設置が必要。
国土交通省中部地方整備局監修「河川構造物設計要領」第 2 編第 3 章 護岸	護岸には、一般に水抜きは設けないが、掘込河道等で残留水圧が大きくなる場合には必要に応じて水抜きを設ける。なお、堤体材料等の微粒子が吸い込まれないよう考慮するものとする。

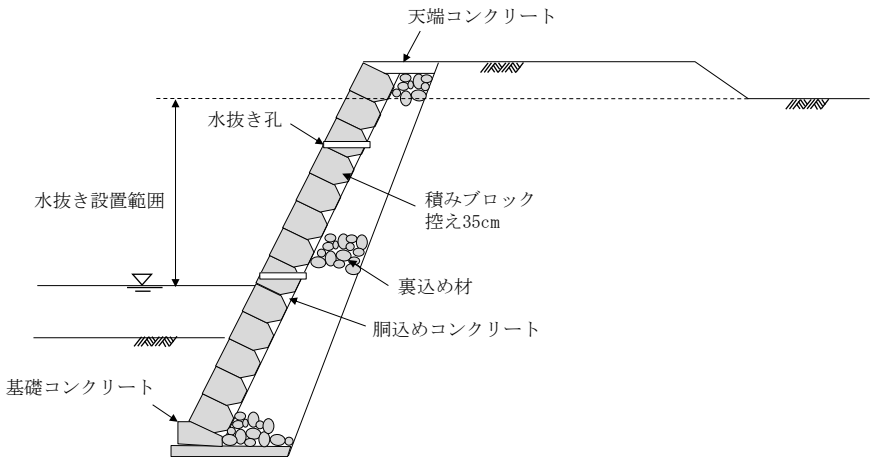


図 17.8 河川護岸の標準断面

水抜き孔の設置の目的は、残留水圧の発生を防止または抑制することだとされています。ブロック積み擁壁では、 $\phi 50\text{mm}$ 程度の水抜き孔を $2.0\sim 3.0\text{m}^2$ に 1 箇所配置するのが一般的です。この程度の水抜き孔だけで残留水圧の発生を抑止できるかははなはだ疑問です。背後の地盤に浸透した水を水抜き孔から排出し、背後の水位を河川の水位と同じ速度で降下させることができるとは考え難いからです。

また、水抜き孔の高さ方向の設置間隔を一般に 1.0m としていますが、これは 1.0m

の水位差の発生を容認することを意味しています。そうすれば、図 17.7 から明らかなように、標準的な河川護岸(図 17.8)では河川水位が 1.8m より高ければ転倒の安全率が 1.0 を下回ることになります。

しかしながら、洪水時に河川護岸の起き上がる現象は、まれにしか出現していません。これは、河川の水位が護岸天端を超えることが少ないこと、天端を超えても河川水が背後の地盤に鉛直浸透しない対策が行われているためだと思われます。

護岸の起き上がり防止対策

河川の増水で護岸が起き上がるのを防ぐには、以下のような対策が考えられます。

- ① 増水で予想される水位上昇高よりも護岸の天端を高くしておく。
- ② 護岸天端をコンクリートで張るなどして、河川水が地盤内に鉛直浸透しない構造にする。
- ③ 護岸の裏込材の上部に遮水マット等を施工し、地山内に浸透してきた水を裏込材に侵入させないようにする。
- ④ 水抜孔が目詰まりすることなく適切に機能するように工夫する。

18. 橋台が前方へ傾斜した

2008年、フィンガージョイントが密着した状態になっている橋梁があるので調査して欲しいという依頼がありました。橋梁は、1973年に建設された橋長37.5mの一径間単純合成プレートガーダー橋(図18.1)で、フィンガージョイントが密着しているのはA2橋台部でした(写真18.1(a))。

支承条件はA1橋台が固定、A2橋台は可動です。A2橋台の可動支承は写真18.1(b)に見られるように上沓とサイドブロックが前端で密着していました。

A2橋台は、高さ13.9mの逆T式で、その下に高さ3.3mの置換ええコンクリート基礎が施工されていました(写真18.1(c))。A2橋台のたて壁の傾斜を光波測距器で測定したところ、前方へ0.06度傾斜していることが確認されました。

A2橋台の支持地盤は砂岩です。亀裂が発達し、部分的には開口していますがハンマーで強打しないと割れないくらい硬い砂岩です。橋台背後の盛土は、N値5~10の粘土混じり砂礫です。

A2橋台の背後には7mの範囲にオーバーレイが行なわれています(写真18.2)。オーバーレイの厚さは22cmです。十数年前に路面に陥没があったことが聞き取り調査で分かりました。

橋台の基礎部は砂岩に支持されているにも関わらず、なぜ傾斜してフィンガージョイントが密着したのでしょうか。

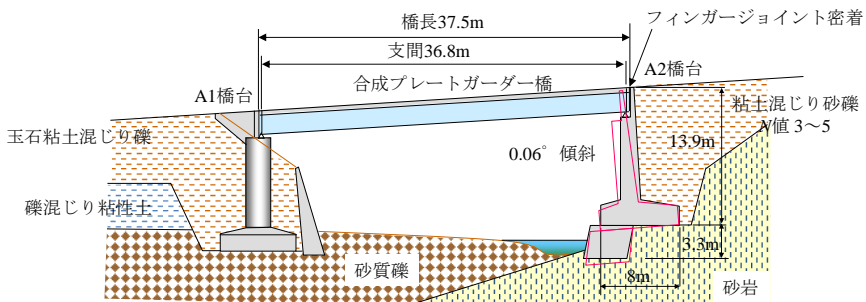


図 18.1 フィンガージョイントが密着した橋梁



(a) 密着したフィンガージョイント



(b) A2橋台部の支承



(c) A2橋台の正面

写真 18.1 A2 橋台部の変状



写真 18.2 A2 橋台背後の舗装の補修

フィンガージョイントが密着した原因

橋梁を車両が通行すると、橋桁はたわみます。また、温度変化によって橋桁は伸び縮みます。このため、橋桁を支持する端部の一方には、水平移動と回転が自由にできる可動支承(Mov)、反対側の端部には回転のみが自由にできる固定支承(Fix)が設置されます。

支承や伸縮装置の設計では、橋桁のたわみや温度変化による伸縮量の他に施工誤差等を考慮した余裕量を見込んで寸法を決定しています。

車両が橋面上に満載されていない状態で、上沓とサイドブロックが密着、フィンガージョイントが密着状態になった原因は、A2 橋台の回転あるいは水平移動であるのは明らかです。

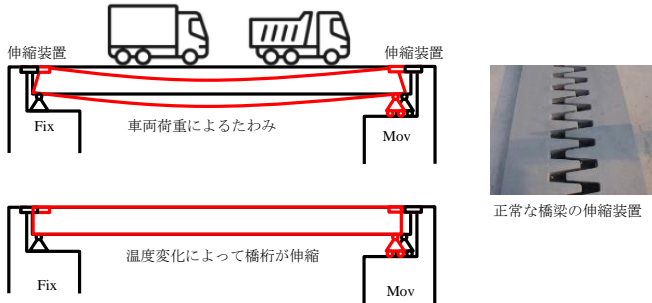


図 18.2 橋桁のたわみと温度変化による伸縮

過大な土圧の作用で橋台が傾斜したか

調査の結果、橋台背後の盛土は N 値が 3~5 の粘土混じり砂礫でした。 N 値から土のせん断抵抗角 ϕ を推定すると、

$$\phi = 15 + \sqrt{15N} = 15 + \sqrt{15 \times (3 \sim 5)} = 22 \sim 24^\circ \quad \dots\dots\dots (18.1)$$

となります。

橋台の設計には、一般に背面土のせん断抵抗角を $\phi = 30 \sim 35^\circ$ を用いています。

主働土圧係数 K_A は、

$$K_A = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad \dots\dots\dots (18.2)$$

と表せますので、設計では $K_A = 0.27 \sim 0.33$ の主働土圧係数を用いています。盛土が経年的に劣化して $\phi = 22 \sim 24^\circ$ になれば、 $K_A = 0.42 \sim 0.45$ となります。橋台に作用する土圧は、設計時よりも 1.3~1.65 倍増加することになります。

橋台が前方へ傾斜したのは、盛土の経年劣化による背面土圧の増加が原因でしょうか。

橋台や擁壁などの抗土圧構造物の設計には、主働土圧が用いられていますが、構造物に主働土圧が作用するのは、構造物が前方へ移動し、盛土が極限平衡状態になるときです。構造物が静止状態にあるときには、主働土圧よりもはるかに大きい静止土圧が作用しているはずで、静止土圧係数は $K_0 \approx 0.5$ です。

構造物を施工する際には、背面土を転圧します。転圧すると過圧密状態になり、静止土圧よりもさらに大きな土圧が作用します。安全余裕の少ない構造物が施工時に滑動や傾斜などの問題を引き起こすのはこのためです。

施工時に発生する大きな土圧に耐えて安定を保っていた橋台が、盛土が劣化したとしても主働土圧によって傾斜するとは考えられません。

橋台傾斜の原因

抗土圧構造物が傾斜する原因としては、下記の 6 つの現象が考えられます。

- ①地すべり
- ②地震による慣性力、地盤の液状化
- ③雨水の浸透による間隙水圧
- ④河川の水位変動による残留水圧の作用
- ⑤支持地盤のクリープ変形
- ⑥支持地盤の洗掘

橋台の後方に斜面が迫っておれば、①と③について検討しなければなりません、A2 橋台の後方は道路が海岸に沿って直進しており、地形的に①と③は影響ないと判断できます。

②は、抗土圧構造物が震度 6 弱以上の地震を受ける場合です。橋梁が架設されたのは 1973 年ですが、これ以降にこの地域が震度 6 弱規模の地震は経験していません。

④の影響だけで橋台が傾斜したとは考え難いですが、残留水圧が発生した可能性はあり、⑥に残留水圧が加わって橋台を傾斜させたことは考えられます。橋台の前には河川があります。増水して河川の水位が上昇すれば、橋台の上流側の側面から橋台背面に水が入る可能性があります。雨が止んで河川の水位が急速に低下すると、橋台の前後で水位差が生じ、残留水圧が発生したことが考えられます。

⑤は、支持地盤が軟弱か緩詰め状態で、支持力に対する安全余裕が少ない場合ですので該当しません。

⑥によって A2 橋台は傾斜したと考えられます。A2 橋台の前は河川の水衝部にあたり、写真 18.2(c)に見られるように淵が形成されています。置き換えコンクリートの下面の岩盤が洗掘によって空洞化していることが考えられました。

水深が 1m 程度ありましたので、潜水調査を実施しました。その結果、高さ 30cm、幅 4m、奥行き 50cm の空洞が確認されました。過去に A2 橋台の背後の路面が陥没したのは、洪水で河川水が上昇した際に、空洞化した箇所から盛土が吸い出しを受けたためと推察されます。橋台が傾斜したのも洗掘による空洞化が原因と考えられます。

河川の水衝部は、洗掘の恐れがあるため基礎の根入れを十分に確保する必要があります。

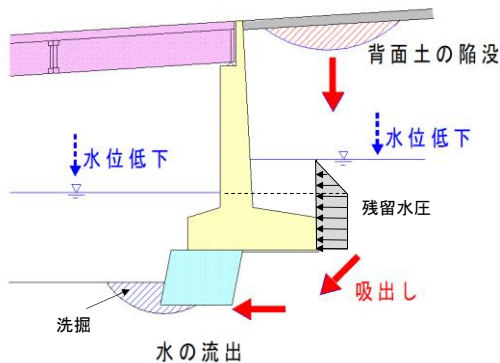


図 18.3 橋台の洗掘と残留水圧

19. 海岸道路の路面が陥没

2010年6月4日、須崎市安和の海岸線を通る県道久礼須崎線で、ロックシェッド内の路面が写真19.1のように幅2.5m、長さ3.2m、深さ13mにわたって陥没しました。



写真 19.1 道路の陥没状況



写真 19.2 ロックシェッドと海岸護岸を兼ねた路側擁壁



写真 19.3 路側擁壁の根元の洗掘状況

海側には、写真 19.2 に示すように高さ 21.5m の海岸護岸を兼ねた路側擁壁が施工されています。この擁壁は、コンクリート造のもたれ式で、ロックシェッドの基礎工としての役割も果たしています。

この道路は太平洋に面しています。路側擁壁の前方には、以前は砂浜があり擁壁の根元は砂に埋まっていた。しかし現在は、写真 19.3 のように洗掘され、空洞が形成されていました。

道路が陥没したのは、路側擁壁の根元が波で洗掘されたためでしょうか。

道路が陥没した原因

路側擁壁の足元が波で洗い流され、着岩していない箇所から洗掘が始まり、裏込め材が吸出しを受けて空洞が上方へと拡大したと考えられます。しかし、海岸から路面までは 21.5m の高さがあります。下端からの吸い出しが路面まで及ぶとは思えません。

被災箇所の背後は集水地形になっており、地下水がロックシェッドの下を通過して路側擁壁の下面に沿

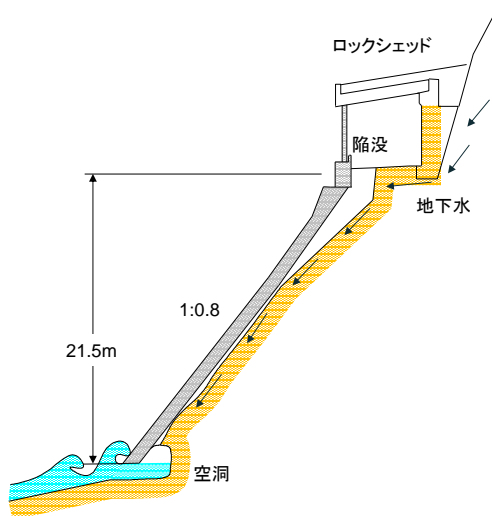


図 19.1 路面陥没のメカニズム

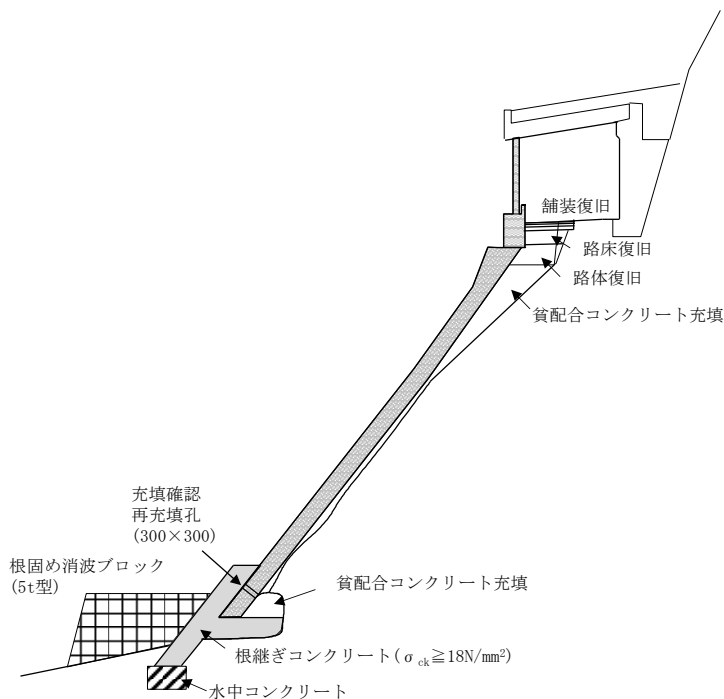


図 19.2 復旧工法

って海に流れている可能性があります。波浪による吸い出しと、地下水による洗掘の相乗効果によって空洞が路面まで拡大したものと推察されます。

復旧工法

復旧は、図 19.2 のように行いました。

路側擁壁の根元の洗掘防止には、根継コンクリートと根固め消波ブロック(5t型)を併用し、その施工には小型重機を用いました。小型重機の搬入・搬出は、120t吊りラフタークレーンで行っています。

路側擁壁の背面の空洞部は、貧配合コンクリート(C=170kg/m³、スランプ 12cm)で充填しました。

20. 豪雨で二段ブロック積み擁壁が崩壊

徳島県 K 村の農道工事が完成した直後の 1982 年 9 月、台風 19 号の豪雨の影響で、切土部に施工していた二段ブロック積み擁壁が、図 20.1 のように倒壊しました。

擁壁崩壊時の降雨量は時間最大 27mm、累計 150mm でした。地山の地質は節理と層理の発達した泥質片岩で、層理面は傾斜角 45～50 度の流れ盤になっていました。

ブロック積み擁壁は 4 分勾配です。一段の高さは 8m で幅 2m の小段が設けられていました。

設計上、どのような問題があったのでしょうか。

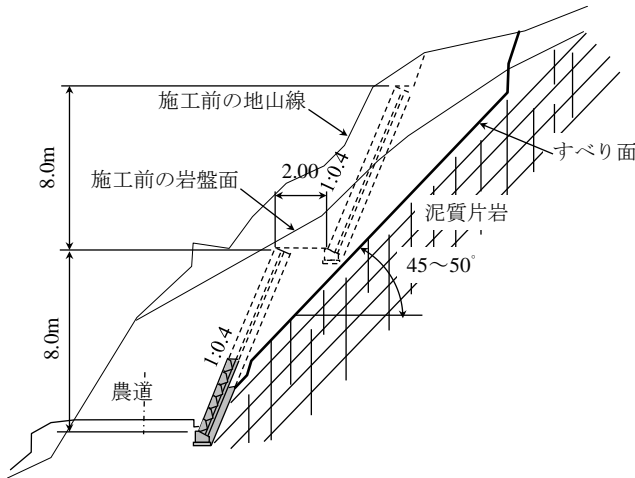
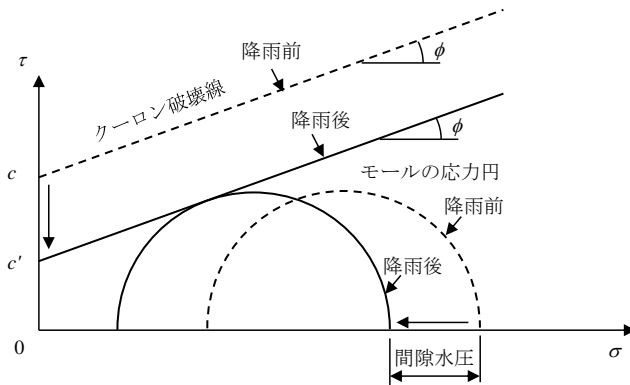


図 20.1 豪雨で崩壊した二段ブロック積み擁壁

降雨で粘着力の低下と間隙水圧の上昇

のり面崩壊は、層理面に沿ったすべり破壊でした。豪雨による雨水が層理面に浸透し、層理面の粘着力を減少、あるいは間隙水圧を上昇させ、地山のせん断抵抗力を低下させたことがすべりの要因になったと判断されます。



- ・粘着力が低下→クーロン破壊線が降下
- ・間隙水圧が増加→モールの応力円が左に移動
- ・クーロン破壊線とモールの応力円が接する→すべり破壊

図 20.2 すべり破壊のメカニズム

破壊のメカニズムを図 20.2 で説明します。

層理面のせん断強度は、クーロンの破壊線で表されます。粘着力が減少すると、その分だけクーロンの破壊線が降下します。

層理面の応力状態はモールの応力円で表されます。間隙水圧が上昇すると、その分だけモールの応力円が原点側へ移動します。

モールの応力円がクーロンの破壊線に接した段階で、すべり破壊の安全率が 1.0 となり、すべり破壊が発生することになります。

流れ盤の傾斜角より急な角度で切土

現地の層理面は $45\sim 50^\circ$ で傾斜した流れ盤になっていました。流れ盤の地山で切土するときには、図 20.3(a)のように流れ盤の傾斜角より緩い角度で切土するのが常識です。ところが、この現場では図 20.3(b)のように流れ盤の傾斜角よりも急な 68° (4 分勾配)の角度で切土をしていました。

この結果、層理面に沿ったすべり破壊が発生しました。

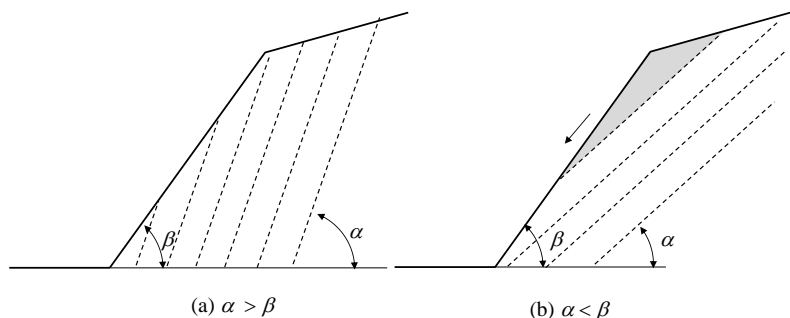


図 20.3 流れ盤の地山の切土

設計上の反省点

切土のり面の標準勾配に関して、『道路土工—法面工・斜面安定工指針』¹⁾では、硬岩の場合は 1:0.3~1:0.8 としています。また、労働安全衛生規則第 356 号²⁾では、岩盤または堅い粘土からなる地山の場合で、掘削面の高さが 5m 以上であれば、75° 以下と規定しています。

設計に入る前に現地踏査を行い、岩盤の露頭から地山は硬岩であることを確認し、切土勾配を 4 分勾配と決定していました。

設計技術基準には、地山の地質や掘削高に応じた安定勾配が示されています。しかしながら、これは地山が均質な強度であることを前提としています。断層や層理面のような弱面があれば話は別です。安定勾配は、地山の硬さよりも層理面等の弱面の傾斜角に影響されます。設計段階で弱面の存在を考えずに切土勾配を決定したのが誤りでした。

現地踏査のときに、地質を専門とする技術者に同行してもらって地表踏査をしておれば、流れ盤の存在と傾斜角を把握することができたはずですが、そして、それを設計に反映しておれば、トラブルを未然に防ぐことができたと思われま

【参考文献】

- 1) 日本道路協会：道路土工 切土工・斜面安定工指針(平成 21 年度版)、2009 年
- 2) 電子政府の総合窓口 e-Gov、elawas.e-gov.go.jp

21. 国道32号の路側擁壁が傾斜

1983年に、「国道32号の路側擁壁が傾斜しているので調査して、対策を提案して欲しい」という依頼がありました。

1966年に施工された高さ5.54mの重力式擁壁で、支持地盤はシルト混じり砂礫でした。現地で土研式簡易貫入試験を行った結果、換算N値は3~10でした。

この擁壁には、設計上どのような問題点があったのでしょうか。

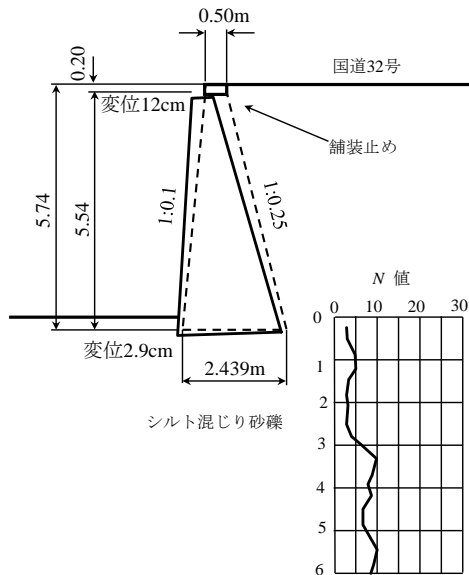


図 21.1 傾斜した路側擁壁

道路土工—擁壁工指針による照査

『平成24年度版道路土工—擁壁工指針』¹⁾に基づいて安定性を照査してみました。その結果は、図21.2に示す通りです。なお、背面土は礫質土と見なし、 $\gamma = 20\text{kN/m}^3$ 、 $\phi = 35^\circ$ の条件で計算しています。

転倒と支持力に対して安全余裕が不足しています。

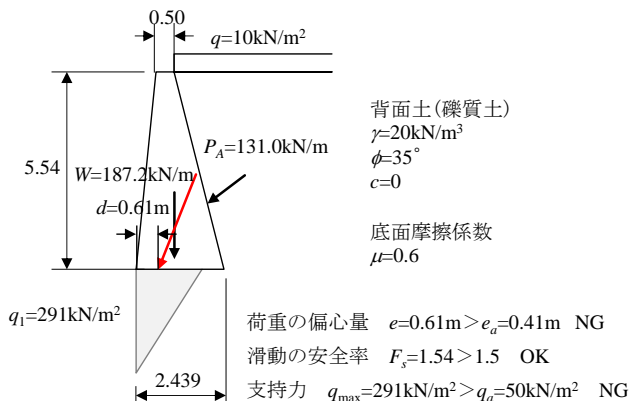


図 21.2 安定計算結果

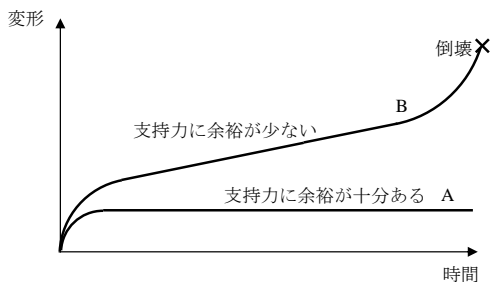


図 21.3 基礎の変形

擁壁が前方へ変位した原因

擁壁底面から深度 2.4m(底面幅)の範囲の N 値は 3~5 です。許容支持力度を経験式 $q_a=10N$ で推定すると、30~50kN/m² となります。最大地盤反力度は 291kN/m² です。支持力が大幅に不足するという結果になります。

この擁壁は、施工から 17 年が経過しています。擁壁に繁茂した苔の状態から、変位を生じたのは施工直後の時点であり、それ以降は安定した状態にあると判断されます。

図 21.3 は、支持力に余裕が十分ある A の場合と、支持力に余裕が少ない B の場合について、時間と変形の関係を示した模式図です。当該擁壁は、計算から判

断すれば B に該当しますが、実際の変位の状況からは明らかに A です。

裏込め土の土質定数として、粘着力を無視して計算すれば図 21.2 の結果になりますが、実際には粘着力が考えられます。著者の経験²⁾では、 $c=H$ (=擁壁高)を見込めるので、 $c=5.5\text{kN/m}^2$ を考慮すれば、底面における荷重の偏心量は $e=0.4\text{m}$ となり転倒に対して OK となります。

支持力は N 値から経験式で推定するのではなく、荷重の偏心傾斜を考慮した静力学公式³⁾で算定してみます。

支持地盤を砂質土として、道路橋示方書式³⁾で N 値からせん断抵抗角を推定すれば、

$$\phi = 15 + \sqrt{15N} = 15 + \sqrt{15 \times 3} = 21^\circ$$

です。このせん断抵抗角を用い、粘着力 $c=0$ の条件で計算すると、極限支持力は $Q_u=930\text{kN/m}$ となります。支持力に対する安全率は次の通りです。

$$F_s = \frac{Q_u}{V} = \frac{930}{224} = 4.1 > 3.0 \quad \text{O.K.}$$

適切に計算をすれば、転倒、滑動、支持力のすべてに対して安全という結果になりました。

当該擁壁の変位は、施工直後の地盤の弾性変形(即時沈下)によるものとするのが妥当と判断しました。

調査から約 37 年経った 2020 年 7 月、確認のために現地に行ってきました。擁壁の変位はその後進行しておらず、当時の判断に間違いなかったことを確認できました。

【参考文献】

- 1) 日本道路協会：道路土工 擁壁工指針(平成 24 年度版)、2012 年
- 2) 右城猛：擁壁工指針に基づいた目からウロコ 擁壁の設計法と計算例、理工図書、2014 年
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、IV 下部構造編、1990 年

22. 国道56号の路側擁壁が傾斜

2005年に、「国道56号の路側擁壁が大きく傾斜しているので調査し、対策を提案して欲しい」という依頼がありました。

問題の路側擁壁は、1981年に施工された高さ3mの重力式擁壁で、歩道側に設置されていました(写真22.1(a))。

隣接する擁壁と目地部にずれがありました。ずれの程度は、擁壁の天端で35cmでした(写真22.1(b))。擁壁は前方へ9°傾斜しており、擁壁の天端の絶対変位は48cmと推定されます。

擁壁の変状調査は1999年にも行われていました。その時の調査によると、目地部のずれは擁壁の天端で20cmでした。6年間で15cm進行しています。

地形および地質調査の結果を図22.1に示します。基岩は砂岩(D~CMクラス)で、その上にN値5の粘土質礫層が堆積しており、擁壁はこの粘土質礫層を支持層としています。



(a) 路面の状況



(b) 目地部で35cmのずれ



(c) 擁壁が9°前方へ傾斜

写真 22.1 国道 56 号の路側擁壁の変状

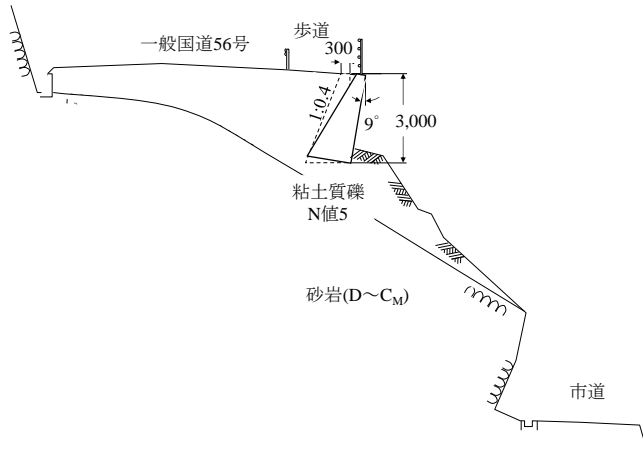


図 22.1 変状した擁壁と地質

この擁壁には、設計上どのような問題点があったのでしょうか。また、対策が必要とすれば、どのような工法が考えられるのでしょうか。

道路土工—擁壁工指針による照査

『平成 24 年度版擁壁工指針』¹⁾に基づいて安定性を照査しました。その結果を図 22.2 に示します。背面土は礫質土と見なし、 $\gamma=20\text{kN/m}^3$ 、 $\phi=35^\circ$ としました。

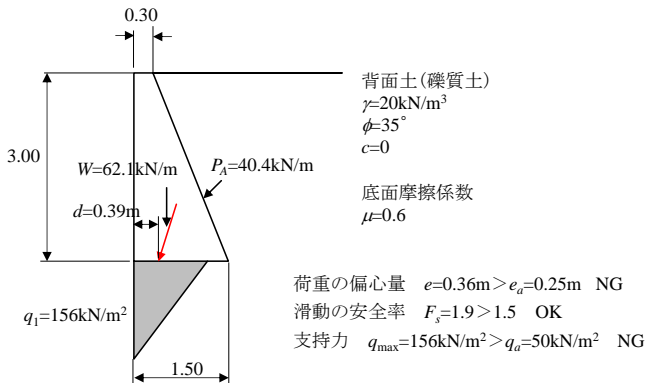


図 22.2 安定計算結果

転倒と支持力に対して安全余裕が不足しています。

擁壁が前方へ変位した原因

支持地盤の N 値は 5 です。許容支持力度を経験式 $q_a=10N$ で推定すると 50kN/m^2 となります。最大地盤反力度は 156kN/m^2 です。明らかに支持力不足です。

荷重の合力の底面位置における偏心量が 0.36m で、許容偏心量 0.25m を超えています。これは、擁壁の断面不足を意味しています。

四国の幹線国道は、1960 年代～1970 年代に整備されました。当時は、図 22.3 のような擁壁断面が施工されていました。現行の『道路土工－擁壁工指針』¹⁾ に基づいて設計される擁壁に比べて断面が 1/2 程度しかありません。それでも安定を保っています。まれに問題を生じる擁壁がありますが、それは支持力不足や足元が洗掘を受けた箇所、地すべり箇所の擁壁です。

問題の擁壁の変位の原因は、支持力不足といえます。

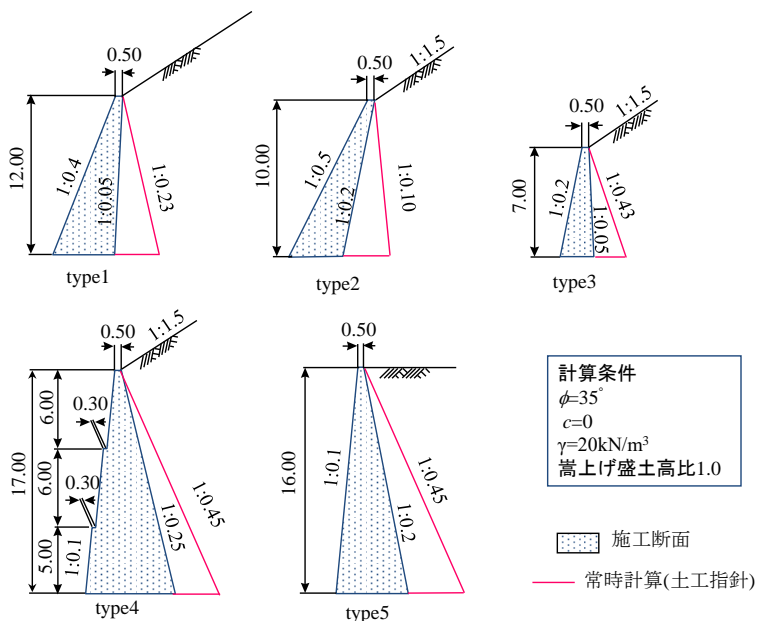


図 22.3 1960 年代～1970 年代に四国の国道で施工された擁壁断面²⁾

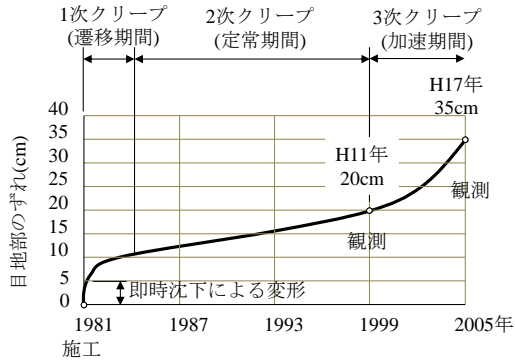


図 22.4 目地部のずれの経年変化

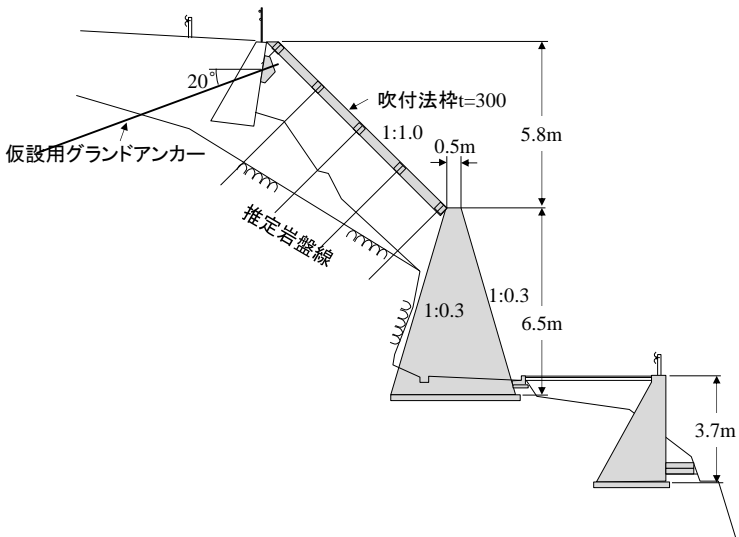


図 22.5 補強工法

補強工法の提案

目地部のずれは、1981年の施工時点ではゼロのはずです。施工直後に即時沈下で少しずれを生じたと考えられます。1999年に調査したときは20cmでした。2005年には35cmに増加していました。ずれの経年変化をグラフに描くと図22.4のよ

うな曲線となります。クリープ曲線に他なりません。

1984年頃から2次クリープがはじまり、1999年頃から3次クリープに移行し、変形は加速度的に増加しています。このまま放置すれば擁壁は倒壊すると予測されます。

補強工法としては、地盤改良工法、ルートパイル工法、新規擁壁と取替、押え盛土工法の4案を比較検討し、経済性と施工性に優れた図22.5の押え盛土工法が採用されました。

仮設用グラウンドアンカーによって既設擁壁の転倒防止をした後に、前面に押え盛土する工法です。法面保護工は吹付法枠、法留工は高さ6.5mの重力式擁壁です。

2020年7月、補強効果を確認するため現地調査をしました。目地部のずれは35cmであり、2005年から変位は進行していませんでした。確実に補強されていることを確認できました。

【参考文献】

- 1) 日本道路協会：道路土工 擁壁工指針(平成24年度版)、2012年
- 2) 右城猛：続・擁壁工法と計算例、理工図書、1998年

23. ガードレール基礎の役割

某県の土木部が、『ブロック積天端部に設置するガードレール基礎設計要領(案)』をネット上で公開しています。設計要領(案)には、下記の内容が記述されています。

『ブロック積の天端にガードレールを設置する場合は、天端に別途、防護柵基礎を設置し構造物用ガードレールを設置する。

防護柵基礎を別途設置することで、防護柵基礎とブロック積とは分離した構造と考える。防護柵基礎の検討は、原則として「車両用防護柵標準仕様・同解説」に準拠し、防護柵に作用する衝突荷重を考慮した安定計算を行う。また、分離構造とすることにより、下部のブロック積には衝突荷重の影響は無いものとして考える。

ブロック積と防護柵基礎との分離構造は、衝突時にガードレールからの水平力をブロック積に伝達させないように、完全に縁切りを行うことを目的として、底面には敷きモルタルを施す。(敷きモルタル混合比 1:3)』

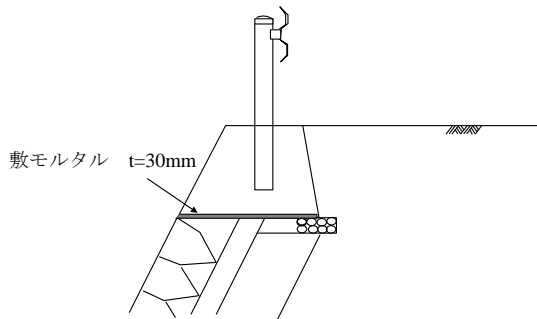
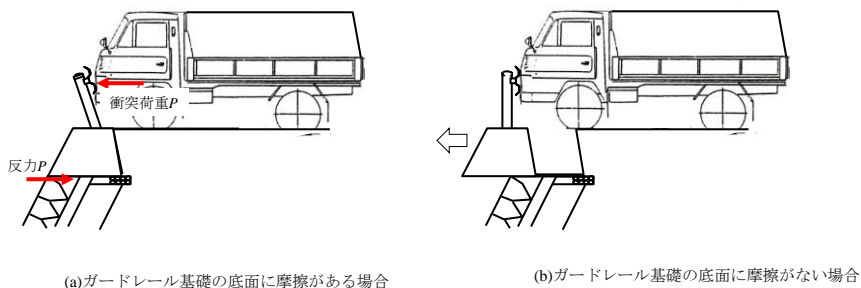


図 23.1 ガードレール基礎

図 23.1 のようなガードレール基礎をブロック積み擁壁の天端に設置することで、衝突荷重がブロック積み擁壁に伝達されるのを防止することができるでしょうか。



(a)ガードレール基礎の底面に摩擦がある場合

(b)ガードレール基礎の底面に摩擦がない場合

図 23.2 ガードレールへ車両が衝突

衝突荷重はブロック積み擁壁に伝達される

擁壁の天端に鋼板を敷いてパチンコ玉を並べ、その上に鋼板を置いてガードレール基礎を載せると摩擦を低減できますが、完全にカットすることはできません。

摩擦をカットすれば反力が期待できないので、衝突荷重は発生しません。車両はガードレールに衝突しても速度を落とすことなく、ガードレール基礎を押し出した状態で道路の外へ飛び出すでしょう。

ガードレール基礎の目的は、局所的に作用する衝突荷重を分散させてブロック積み擁壁に伝達させる役割があります。

著者が考案し設計したガードレール基礎に「プレガード」があります。プレガードでは、車両衝突時に基礎が滑動や転倒することなく、衝突荷重を下部の擁壁に確実に伝達されるように設計しています。

衝突荷重が作用しても擁壁は損傷しない

2009年8月に長崎県雲仙市吾妻町の国道251号で、車両がガードレールに衝突する事故がありました。ガードレール基礎にはプレガードが使用されていました。衝突後の状況は、写真23.1に示す通りです。ガードレールは完全に破損しました。プレガードにも若干ひび割れが入りましたが、ブロック積み擁壁には少しの変状も見られませんでした。

2010年8月には、北海道千歳市支笏湖の国道453号線で、大型トレーラーがガードパイプに衝突し、横転する事故がありました。ガードパイプは写真23.2のように座屈破壊しましたが、プレガードと擁壁に損傷は発生しませんでした。



写真 23.1 長崎県雲仙市吾妻町のガードレールの破損事故(2009年8月)



写真 23.2 北海道千歳市支笏湖のガードレールの破損事故(2010年8月)

『道路土工－擁壁工指針』¹⁾では、衝突荷重としてガードレールの種別に応じて決めています。例えば、A種ガードレールの衝突荷重は50kNです。静的荷重で支柱を水平に押したとき、支柱の根元が座屈変形し降伏する荷重です²⁾。実際の荷重は、作用時間が短い衝撃力です。静的荷重と衝撃力ではガードレール基礎や擁壁の応答が異なります。真実を知るには、実際の現象を観察することが大切です。

【参考文献】

- 1) 日本道路協会：道路土工 擁壁工指針(平成24年度版)、2012年
- 2) 右城猛：擁壁工指針に基づいた目からウロコ 擁壁の設計法と計算例、理工図書、2014年

24. 宅地擁壁と住宅との安全な離隔距離

住宅メーカーの S 社から宅地擁壁について相談を受けました。宅地擁壁は全高が 2m、底版幅が 1.3m のプレキャストコンクリート製の L 型擁壁です。

市販のソフトで計算したところ、住宅を擁壁前面から 0.5m 離して建てると、安定性の条件を満足しているが、1.3m 離すと不安定になるというのです。常識的に考えれば、住宅を擁壁から遠ざければ遠ざけるほど建物荷重が擁壁に与える影響は小さくなるはずですが、「なぜこのようなことになるのでしょうか。住宅をどれだけ離せば良いのでしょうか」というのが相談の内容でした。

建物荷重は $q=10\text{kN/m}^2$ 、背面土の土質定数は $\gamma=19\text{kN/m}^3$ 、 $\phi=30^\circ$ 、 $c=0$ 、擁壁底面の摩擦係数は $\mu=0.5$ 、許容支持力度は 100kN/m^2 という条件で計算をされていました。

住宅を擁壁の壁面から遠ざけるほど安全余裕が少なくなるというのは間違っているのではないのでしょうか。間違っているとすれば、その原因はどこにあるのでしょうか。

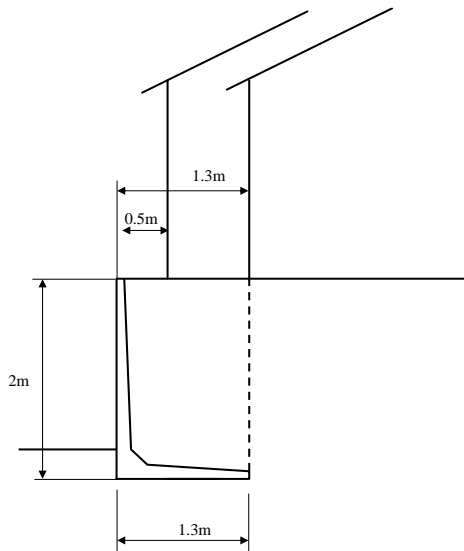


図 24.1 擁壁から住宅をどれだけ離せば安全か

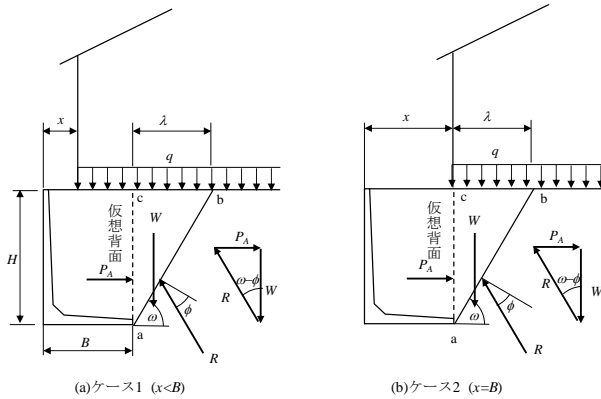


図 24.2 試行くさび法による住宅の位置と主動土圧の関係

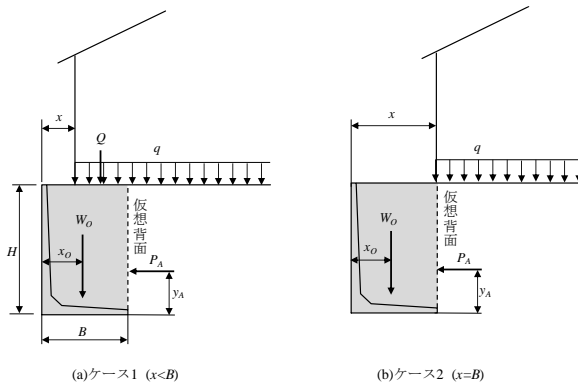


図 24.3 宅地擁壁に作用する荷重

試行くさび法で求められる主動土圧と安定性の評価

宅地擁壁の土圧計算には、図 24.2 に示す試行くさび法が用いられていました。試行くさび法では、仮想背面 ac に作用する主動土圧 P_A は、仮想背面より後方の土くさび abc に作用する力のつり合いから求めます。

図 24.2 のケース 1 とケース 2 では、bc 区間の載荷重が同じ大きさになるため P_A は同じ値となります。また、土圧の作用方向は地表面に並行と考えます。地表面が水平な場合は、土圧も水平に作用すると見なします。

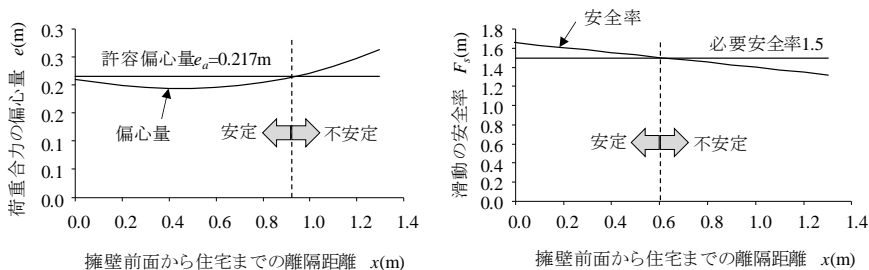


図 24.4 安定計算結果

次に、擁壁の安定性について考えてみましょう。L型擁壁では、かかと版上の土砂の重量も含め自重 W_0 として計算することになっています。擁壁に作用する荷重は、自重 W_0 、建物荷重 Q および主働土圧 P_A で、図 24.3 のように作用します。

載荷重 $q=10\text{kN/m}^2$ 、土の単位体積重量 $\gamma=19\text{kN/m}^3$ 、土のせん断抵抗角 $\phi=30^\circ$ 、底面の摩擦係数 $\mu=0.5$ 、自重 $W_0=51.45\text{kN/m}$ 、自重の重心位置 $x_0=0.635\text{m}$ の条件で建物の位置 x を $0\sim 1.3\text{m}$ まで変化させて、擁壁底面における荷重合力の偏心量 e と滑動の安全率 F_s を計算すると図 24.4 のようになります。

離隔距離が 0.6m 以上になれば滑動に対して不安定、離隔距離が 0.9m 以上になれば転倒に対しても不安定です。

住宅を擁壁の前面に近づければ擁壁は安全で、逆に遠ざけると危険になるというのはどう考えても不自然です。

試行くさび法を適用すると不自然な結果になる理由

擁壁が前方へわずかに移動すると、図 24.5 に示すように擁壁のかかとから前後にそれぞれすべり面が発生します。図 24.5(a)のように地表面に載荷重がない場合には、すべり面は仮想背面の前後で対象となり、主働土圧は水平方向に作用します。

しかしながら、図 24.5(b)のように部分的に載荷重がある場合には、仮想背面の前後の応力が異なるため、すべり面は前後で対称とはなりません。この結果、主働土圧は水平とはならず傾斜します。

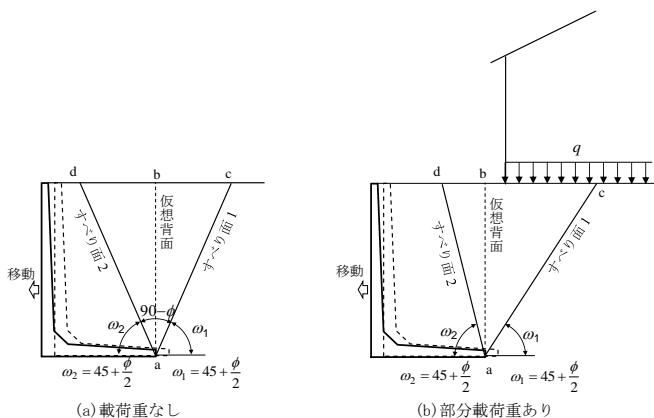


図 24.5 試行くさび法が適用できるケースとできないケース

試行くさび法は仮想背面の後方のみの土すべり abc に着目し、くさびに作用する力のつり合いから主働土圧を算定しています。仮想背面の前後の応力状態が同じか共役応力状態であれば試行くさび法が適用できますが、応力が仮想背面の前後で異なる場合に試行くさび法を適用すると、仮想背面の前後で力のつり合い条件を満たさないという力学的不合理を生じます。不自然な計算結果になったのはこのためです。

改良試行くさび法(ITWM)の説明

著者は、かかと版を有する擁壁の仮想背面に作用する主働土圧を力学的に矛盾なく算定する手法を考案し、「改良試行くさび法(ITWM)」と名付けています。

仮想背面の前後の土くさび abc と abd のそれぞれに作用する力のつり合い条件、すべり面 ab 、 ad でそれぞれクーロンの破壊条件を満足させ、土くさびによる仕事を最小化させるすべり面の角度 ω_1 、 ω_2 を試行的に探索することで仮想背面に作用する主働土圧 P_A とその傾斜角 δ を理論的に求める方法です。

擁壁が前方へ少し移動して背面土が極限状態になったとき、土くさび adc に作用する力は、図 24.6(a)のように表すことができます。力のつり合い状態は力の多角形で表すことができます。 ω_1 、 ω_2 を仮定すれば W_1 、 W_2 は既知量となります。

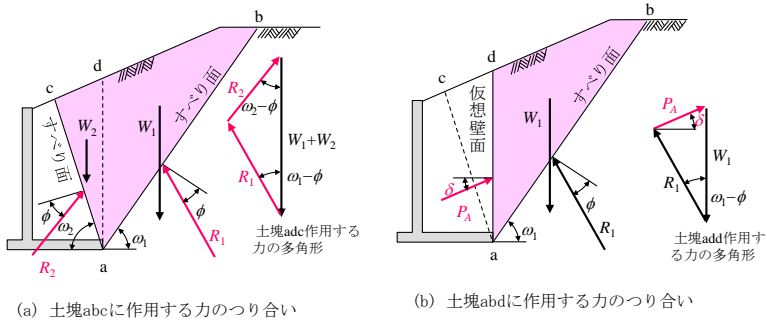


図 24.6 改良試行くさび法

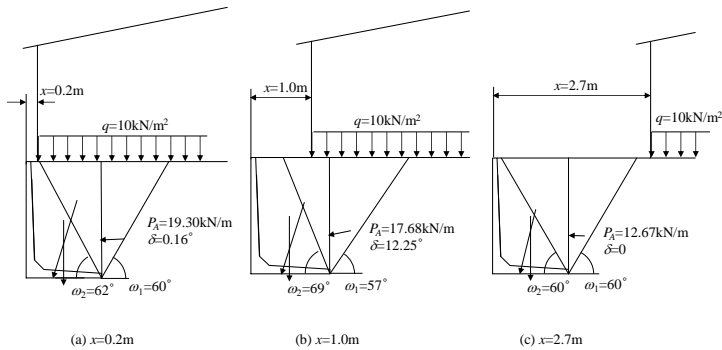


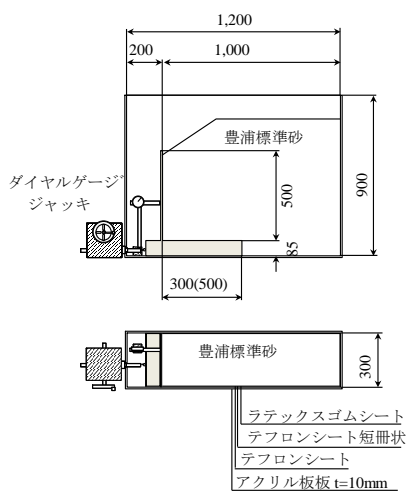
図 24.7 離隔距離によるすべり面の変化(改良試行くさび法)

未知量は R_1 と R_2 の 2 個だけなので、鉛直方向と水平方向の力のつり合い条件から R_1 と R_2 を決定することができます。

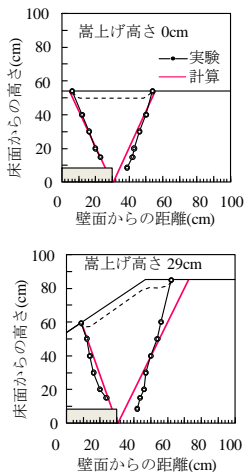
次に、土くさび abd に着目してみます。作用する力は図 24.6(b) のように表されます。未知量は仮想背面に作用する主働土圧 P_A とその傾斜角 δ の 2 つだけです。鉛直方向と水平方向の力のつり合い条件から P_A と δ を決定することができます。

ω_1 、 ω_2 を変化させて、 P_A の水平成分 $P_A \cos \delta$ が最大となる ω_1 、 ω_2 を求めれば、それが主働すべり角であり、そのときの P_A が正解の主働土圧、 δ が正解の傾斜角となります。

図 24.1 の宅地擁壁について、建物の位置 x を変えて改良試行くさび法で計算すると、 P_A 、 δ 、 ω_1 、 ω_2 は図 24.7 のようになります。



(a) 実験装置



(b) 主働すべり面

図 24.8 愛媛大学八木研究室による模型実験

改良試行くさび法が正しいことは、模型実験や数値解析で確認されています。図 28.8 は愛媛大学の八木則男研究室で実施された模型実験です。実験で得られた主働すべり面と、改良試行くさび法で求められたすべり面が一致していることがわかります。

改良試行くさび法を宅地擁壁に適用したときの計算結果

図 24.1 の宅地擁壁について、建物の位置 x を 0.0~3.0m まで変化させて改良試行くさび法(ITWM)で計算した結果を図 24.8 に示します。なお、この図には、試行くさび法(TWM)の計算結果も併記してあります。

改良試行くさび法で計算すると、離隔距離 x が大きくなるほど主働土圧 P_A は小さくなっています。極めて常識的な結果です。

主働土圧が小さくなると、荷重合力の偏心量も小さくなり、滑動の安全率は大きく、最大地盤反力度は小さくなっています。離隔距離が $x \geq 2.7\text{m}$ となれば、建物荷重の影響を完全に受けないという結果になっています。

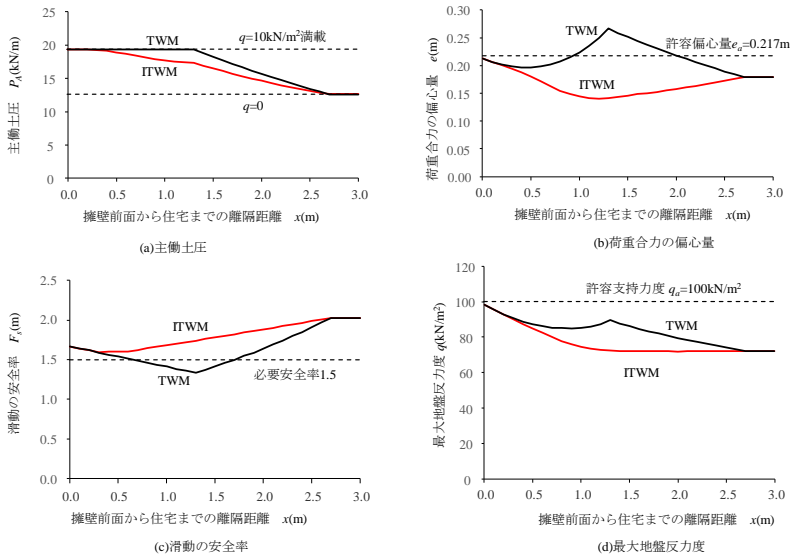


図 24.8 離隔距離が宅地擁壁の安定性に及ぼす影響

著者が提案している改良試行くさび法を適用して宅地擁壁の安定性を評価すれば、「離隔距離が大きくなるほど建物が擁壁に及ぼす影響がなくなる」という極めて常識的な結果が得られます。

【参考文献】

- 1) 右城猛：誰も教えてくれなかった疑問に答える擁壁設計 Q&A、理工図書、1995 年
- 2) 右城猛・八木則男・矢田部龍一・筒井秀樹：かかと版付き擁壁の合理的な土圧評価法、土木学会論文集 No.567/VI-35、pp189-198、1997 年 6 月
- 3) 右城猛：続・擁壁工法と計算例、理工図書、1998 年
- 4) 右城猛：擁壁工指針に基づいた目からウロコ 擁壁の設計法と計算例、理工図書、2014 年

25. 路面補修工事中に擁壁が倒壊し道路が陥没

2013年5月9日、高知県の町で県道高知南環状線の路面が沈下しました。その対策として5月25日に幅1.35m、延長45mにわたりオーバーレイによる補修工事が行われましたが、6月25日に再び路面が沈下しました。

路床が緩んだ状態になっていることが確認されたため、路床部をセメント混合で改良しようと6月28日9時からアスファルトを剥ぐ作業をしていた最中に、ブロック積み擁壁が突然崩壊しました。これにより道路が幅3mが延長30mにわたり崩落し、路面が約2m陥没しました(図25.1、図25.2)。

崩落当時、バックホウ2、ダンプトラック1台が作業していました。

道路に並行して幅5mの農業用水路があります。県道は、1990年頃に現道の石積を残したまま、水路側にブロック積み擁壁を施工して拡幅していました。崩壊地点のブロック積み擁壁は3分勾配で、全高は5mでした。

ブロック積み擁壁の基礎は、水路の底版より1.5m高い位置にありました。道路の盛土はシルト混じり礫です。地下水位はブロック積み擁壁の基礎部付近で確認されています(図25.3)。

県道の表層厚さは、交通量から判断すると5cmであったと考えられますが、崩壊箇所のアスファルト合材の厚さは60cmありました。2007年以前については補修履歴の記録が残されていませんが、過去にオーバーレイが何度も繰り返されてきたものと推測されます。

以上の結果を踏まえて、下記の4項目について考えてみてください。

- (1) 路面沈下および道路崩落の原因は何か。
- (2) 当該道路の維持修繕のあり方に問題はなかったか。
- (3) 当該道路を拡幅した方法に対する反省点。
- (4) 復旧対策として考えられる工法。



5月25日 路面沈下が発生したためオーバーレイ



6月28日 再度路面沈下が発生したため、路床部をセメント混合する目的でアスファルト舗装の撤去作業



6月28日 アスファルト舗装の撤去作業中に突然擁壁が崩壊

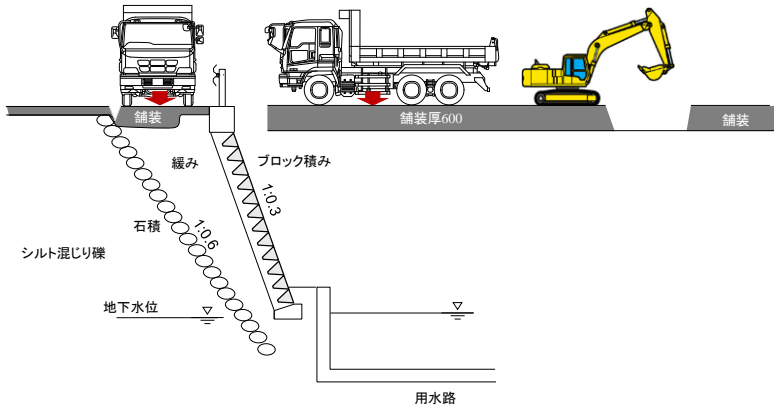


図 25.1 路面の補修作業状況

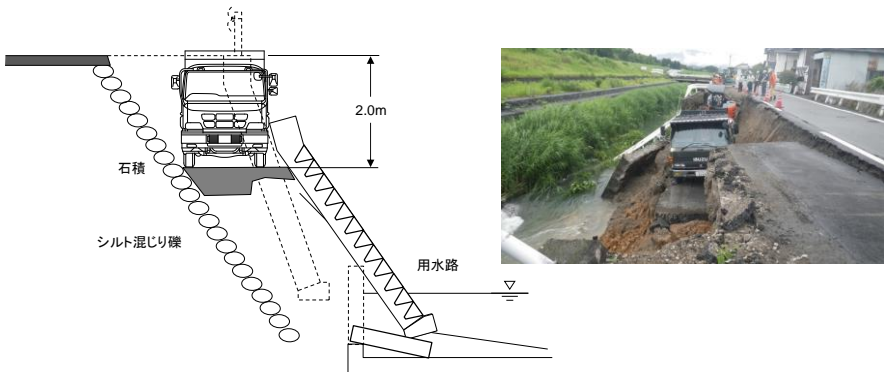


図 25.2 路側擁壁の倒壊と路面の陥没

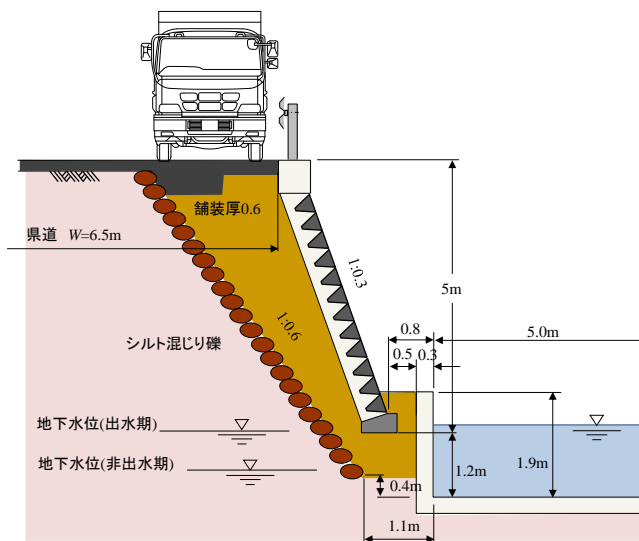


図 25.3 道路の構造

ME 養成講座受講生の意見

著者は岐阜大学と愛媛大学で、社会基盤メンテナンス・エキスパート(ME) 養成講座で講師をしています。担当は「擁壁の設計と維持管理」で、講義が 90 分、演習が 90 分です。

受講生は、大学を卒業して維持管理業務に 3 年以上の実務経験を持つ社会人です。業務を発注する国、地方公共団体の職員、調査・設計を担当する測量会社や建設コンサルタント会社の社員、工事をする建設会社の社員がいます。

演習の時間に 4~5 人のグループに分かれて、路面補修工事中に擁壁が倒壊し道路が陥没した事例について討議し、その結果をグループ毎に発表してもらっています。(1)~(3)の設問に対する受講生の意見は、下記のようなものでした。

(1) 路面沈下および道路崩落の原因

- ・裏込め土の転圧が不足していた。
- ・ブロック積み擁壁の根入れ不足。用水路の底面まで根入れすべき。
- ・水路の側壁の隙間から吸い出しを受け、裏込め土が緩んだことでせん断強度が低下した。

- ・ブロック積み擁壁の支持力が不足していた。
- ・水路の側壁に過大な土圧が作用して側壁が倒壊した。
- ・重機荷重の影響で擁壁の支持力が不足した。
- ・既設の石積の表面がすべり面になった。

(2) 当該道路の維持修繕のあり方

- ・補修履歴があれば途中段階で問題に気づくはず。
- ・原因を解明するため詳細な調査を実施すべきであった。
- ・水路の点検もすべきであった。水路壁の亀裂、傾斜等の変状も調査すべきであった。

- ・水路と道路とは管理者が異なるが、情報を共有することが大事である。

(3) 当該道路を拡幅した方法に対する反省点

- ・ブロック積みを水路底まで根入れさせるか、水路底まで基礎コンクリートを打設するかして、水路の側壁に過大な土圧が作用しない対策が必要であった。
- ・ブロック積み擁壁の支持力に対する検討が不足していた。
- ・既設用水路の側壁の応力照査を怠っていた。

路面沈下の原因

路面が沈下する原因としては、盛土を支えている地盤の圧密沈下、地震による液状化、盛土の締固め不足による圧縮沈下がありますが、この道路は施工して約30年が経過していることから、圧密沈下や圧縮沈下は考えられません。また、繰り返し路面沈下が生じていることから地震による液状化でもありません。

考えられるのは、盛土の流失です。道路の横にはコンクリート構造の農業用水路があります。水路が老朽化などによって損傷し、そこから漏水により盛土の洗掘・流失が起きたことが考えられます。水路の損傷が進み、盛土の流失が加速したため、路面を補修してもわずか1ヶ月後に再び路面が沈下したと推測されます。

道路崩壊の原因

補修工事で舗装を撤去したことにより、舗装が持っていた荷重分散性能がなくなったため、ダンプトラックとバックホウの荷重が直接盛土に伝達されたことが道路崩壊の直接の引き金になったと推測されます。

盛土が緩んでいたことや、ブロック積み擁壁の底面が水路底より上にあったことが大きな土圧を作用させる原因になったのに加え、水路の土圧に対する安全余裕が元々小さかったためと考えられます。

維持修繕のあり方

維持管理が場当たりの対処療法になっていたため、同じ失敗を繰り返していたといえます。路面沈下の原因について調査し、原因を特定し、対策を講じるべきでした。

道路と水路は管理者が異なるので難しいとは思いますが、水路の調査も実施すべきでした。また、補修履歴を記録として残し、問題を後任者にも引き継ぐことが大切です。

道路拡幅の方法に対する反省点

県道を拡幅すると用水路の側壁に作用する荷重が増大します。増大する荷重を適切に予測し、このような拡幅工法が妥当かどうかを判断すべきでした。

県道を拡幅することによって用水路に作用する荷重がどの程度増加したのかを算定してみます。

(1) 道路拡幅土塊の下面 ab に作用する荷重

道路を拡幅したことで、図 25.4(1)の着色部 abcdefg の重量が増加します。構造物も含めた土塊の重量を W とします。 W は石積 bc 面からの反力 N 、 F と土塊下面 ab からの反力 V 、 H によって支えられて安定を保っていると考えられます。

bc 面および ab 面が破壊の限界状態で力がつり合っていると考えれば、力の状態は図 25.4(b)に示している力の多角形で表すことができます。

幾何学的に、 V 、 H は次式で表すことができます。

$$\left. \begin{aligned} V &= X \cos \phi \\ H &= X \sin \phi \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (25.1)$$

$$X = \frac{\sin(\theta - \delta)}{\sin(\theta + \phi - \delta)} W \dots\dots\dots (25.2)$$

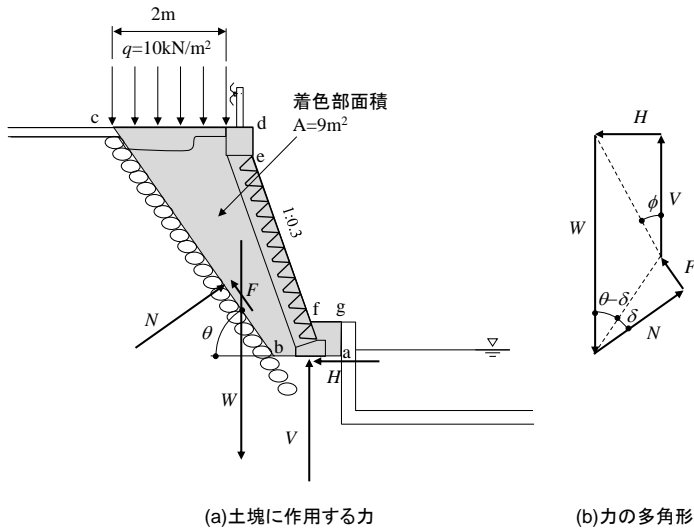


図 25.4 道路拡幅による荷重

ここに、 θ は石積の傾斜角、 ϕ は盛土のせん断抵抗角、 δ は石積と盛土の摩擦角、 W は図 25.4(1)の着色部 $abcdefg$ の重量に地表面の活荷重を加算した値です。

着色部 $abcdefg$ の面積は約 9m^2 です。着色部の土塊の単位体積重量を $\gamma = 20\text{kN/m}^3$ とすれば、活荷重を含めた重量は、

$$W = 9\text{m}^2 \times 20\text{kN/m}^3 + 2\text{m} \times 10\text{kN/m}^2 = 200\text{kN/m}$$

石積は 6 分勾配なので傾斜角は $\theta = \tan^{-1}(1/0.6) = 59^\circ$ です。 $\phi = 30^\circ$ 、 $\delta = 20^\circ$ とすれば、 $X = 135\text{kN/m}$ 、 $V = 117\text{kN/m}$ 、 $H = 67\text{kN/m}$ となります。

(2) 水路の側壁の断面力

水路の側壁下端に作用するせん断力と曲げモーメントは以下のように求められます。

a) 主働土圧係数

壁面の摩擦を無視すると、主働土圧係数はランキン式で次のように求められます。

$$K_A = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left(45 + \frac{30}{2} \right) = 0.33$$

b) 道路拡幅前の断面力

道路拡幅前に用水路の側壁に作用する荷重は、背面からの土圧と側壁の自重です。側壁下端のせん断力 S と曲げモーメント M は、次のように求められます。せん断力と曲げモーメントに影響するのは土圧のみであり、自重は影響しません。

$$S = \frac{1}{2} \gamma h^2 K_A = \frac{1}{2} \times 20 \times 1.9^2 \times 0.33 = 12 \text{ kN/m}$$

$$M = \frac{1}{6} \gamma h^3 K_A = \frac{1}{6} \times 20 \times 1.9^3 \times 0.33 = 8 \text{ kNm/m}$$

c) 道路拡幅後の断面力

道路拡幅後は、ブロック擁壁底面位置の ab 面に、鉛直力 V と水平力 H が作用します。水平力 H は側壁に直接伝達すると考えられます。鉛直力 V は、 ab 面を等分布荷重 p_v として押し、 $p_v K_A$ の土圧となって側壁に作用します。以上のことから、側壁下端のせん断力と曲げモーメントは、次のように求められます。

$$S = H + \left(\frac{1}{2} \gamma h' + p_v \right) h' K_A = 67 + \left(\frac{1}{2} \times 20 \times 1.0 + 78 \right) \times 1.0 \times 0.33 = 96 \text{ kN/m}$$

$$M = Hh' + \frac{1}{6} (\gamma h' + 3p_v) h'^2 K_A = 67 \times 1.0 + \frac{1}{6} \times (20 \times 1.0 + 3 \times 78) \times 1.0^2 \times 0.33 = 81 \text{ kNm/m}$$

道路拡幅後のせん断力は 8 倍、曲げモーメントは 10 倍に増加した可能性があります。このことが事前に予測できていれば、失敗を未然に防止できていました。

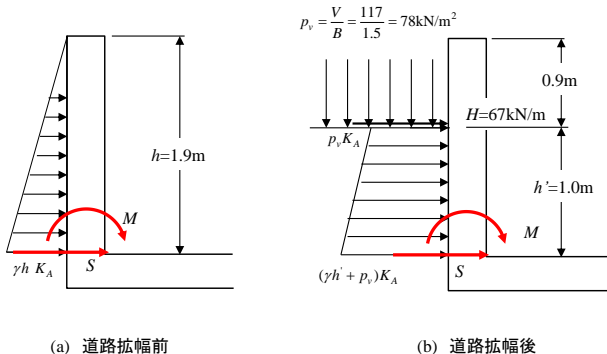


図 25.5 用水路の側壁の断面力

復旧工法

復旧工法として採用されたのは、図 25.6 のもたれ式擁壁でした。この設計に著者は関わっていないので、この工法がどのような経緯で決定されたかは分かりません。

この工法以外の復旧工法としては、図 25.7 の案が考えられます。

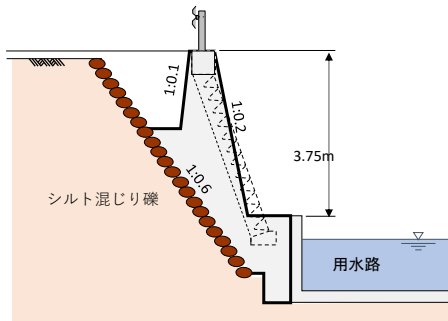
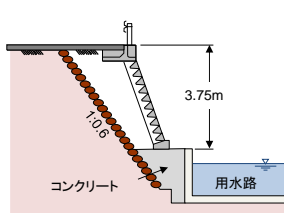
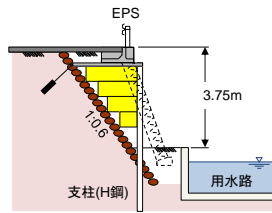


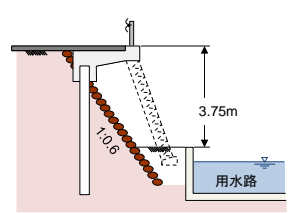
図 25.6 復旧に採用された案



(a) ブロック積み擁壁



(b) EPS盛土工法



(c) 張出スラブ+杭基礎

図 25.7 復旧工法として考えられる案

【付 録】 土木技術者の心得

まえがき

岐阜大学では、2008年の秋から社会基盤メンテナンス・エキスパート養成講座（ME養成講座）を開始しています。著者は、その時からME養成講座の講師の一員に加えさせていただいています。2014年からは愛媛大学でもME養成講座がスタートし、講師をさせていただいています。

本書で紹介したトラブル事例は、ME養成講座で著者が講義のネタにしているものです。講義の最後には、著者が土木技術者として心掛けていることや、50年の経験で気づいたことを紹介させていただいています。それを本書の付録としました。

著者が心掛けてきたこと

（１）誠実であること

もっとも大事にしていることは「誠実」です。「誠実」とは言ったことを成し、実らせること。つまり、約束を守ることです。そのためには、与えられた仕事にはすぐ取りかかり、とりあえず60点まで仕上げることです。そうすれば約束は、必ず守ることができます。もし勘違いやミスがあったとしても、早ければ手直しをすることができます。

（２）頼まれた仕事を断らない

頼まれた仕事は予定が重なっていない限り原則引き受けることにしています。失敗を恐れては何もできません。やれば何とかなるものです。難しい仕事ほど技術を高めることができます。経験を積むことで次のステージに進むことができます。

（３）情報を積極的に発信する

業務や研究で得られた成果は、論文や著書として公表することにしていきます。自分の意見は、新聞や雑誌などへ積極的に投稿するようにしています。情報を発信することで新たな情報が集まってきます。発信した倍返ってきます。

（４）与えられた仕事に最善をつくす

マニュアルや前例主義にとらわれず、疑問に思えば納得できるまで考えるように心掛けています。思考を継続していると、遺伝子のスイッチがオンになり、アンテナが立ち、見えなかったものが見えだし、必要な情報が飛び込んできます。そして、あるとき突然、解決策がひらめくのです。

土木技術者の心得

1. マニュアルは作るもの。わかって使わないと過ちのもと。
2. 言葉に誤魔化されるな。定義を明確にして、本質を見抜け。
3. 使う数式は自分で誘導せよ。前提条件を理解して使え。
4. 百聞は一見にしかず。自分の目で確かめよ。答えは見方によって異なる。
5. 現象をイメージせよ。できなければ実験して確かめよ。
6. 九九パーセントは仮説。現象を上手く説明できているか自分の目で確認せよ。
7. 聞いたことは忘れる。見たことは覚える。やったことは分かる。見つけたことはできる。失敗を恐れるな。
8. インターネットで重要な情報は得られない。会って話すこと。当たって砕ける。

7つの不足がトラブルの原因

1. 現地調査の不足
現地の地形が設計と異なる。
2. 地質調査の不足
地層の厚さ・支持層の深さが設計と異なる。
3. 専門的知識の不足
構造力学、土質力学、水理学、コンクリート工学など
4. 技術基準の勉強不足(無知)と理解不足
5. 経験不足の欠如
6. チェック不足
設計計算書と設計図面、設計図面と施工の不一致。計算ミス。
7. 施工管理の不足

トラブル回避術

1. 地質の推定誤差(判断ミス)に伴う設計変更がトラブルの最大の要因である。事前調査を多くして、設計変更を極力回避せよ。些細な変更でも分からなければ専門家に相談せよ。
2. 設計条件が現場と一致しているか。地形・土質・ N 値が設計図書と一致しているか、構造物の形状・根入れ・施工法・手順は一致しているか確認せよ。
3. 根拠がハッキリしているか、思い込みでないか確認せよ。
4. 類似構造物と寸法や数量を比較し、妥当か確認せよ（擁壁高と底版幅の比、コンクリート 1m^3 当たりの鉄筋重量、橋面 1m^2 当りの鋼重など）。
5. 過去のトラブル事例を調べ、対策を練ること。トラブル事例は、会計検査院のホームページや日経コンストラクションなどで紹介されている。

法面防災十訓

法面防災十訓は、旧国鉄が保線の係員向けに、過去の経験に裏打ちされた教訓を十箇条にしたものと言われています。法面工事や維持管理にとっても役立ちます。是非覚えておいて下さい。

1. 盛土、切土、法肩歩け
2. 法肩亀裂は、すべりの前兆
3. 法のはらみは、水のせい
4. 水みち塞ぐな、それ通せ
5. 水を止めるな、列車を止めろ
6. 無いより悪い、破れた水路
7. 小石パラパラ、それ来るぞ
8. 湧き水濁る、崩壊近い
9. 雨が止んでも、安心するな
10. 上を見ながら、崩土の始末

あとがき

2012年12月2日に発生した笹子トンネル天井板崩落事故を契機に、国土交通省は2013年を「メンテナンス元年」と定め、「つくる時代から守る時代」へとハンドルを大きく切りました。これまで誰も経験したことがない維持管理の時代が到来しました。時代が変わるときに活躍するのは、失敗を恐れず自由な発想ができる若手です。既存のマニュアルや前例にとらわれることなく、自ら現場を見て、何が正しいかを判断し、最適な対策を提案して下さい。そして、得られた知見を積み重ねて自分たちで新しいマニュアルを整備して行ってください。

斜面防災の第一人者で、岐阜大学 ME 養成講座の講師もされている上野将司氏は、「答えは現場にある」「机上で迷ったら現場に戻り考える」をモットーにされている、ということを最後に紹介させていただきます。